

UNIVERSIDAD DE HUÁNUCO.

FACULTAD DE INGENIERÍA

E. A. P. DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS

**“DISEÑO DE UN CANAL DE SECCIÓN RECTANGULAR
DE CONCRETO ARMADO PARA RIEGO Y DRENAJE, EN
TALUDES VULNERABLES, CONCHAMARCA – 2018”.**

**PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL**

TESISTA

Bach. Rodriguez Ponce, Charly Fernando

ASESORA

Ing. Boyanovich Ordoñez, Lili Tatiana

HUÁNUCO, PERÚ

2018



UDH
UNIVERSIDAD DE HUÁNUCO
http://www.udh.edu.pe

UNIVERSIDAD DE HUÁNUCO

Facultad de Ingeniería

ESCUELA ACADÉMICA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

ACTA DE SUSTENTACIÓN DE TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO(A) CIVIL

En la ciudad de Huánuco, siendo las 16:45 horas del día 23 del mes de noviembre del año 2018, en el Auditorio de la Facultad de Ingeniería, en cumplimiento de lo señalado en el Reglamento de Grados y Títulos de la Universidad de Huánuco, se reunieron el **Jurado Calificador** integrado por los docentes:

Mg. Johnny Padencio, Jacha Rojas (Presidente)
Ing. Percy Mello, Davila Herrera (Secretario)
Ing. Josue, Choquevilca Chinguel (Vocal)

Nombrados mediante la Resolución N° 1063-2018-D-FI-UDH, para evaluar la Tesis intitulada:

"Diseño de un canal de sección rectangular de concreto armado para riego y drenaje en taludes vulnerables, Conchamarca - 2018"

presentado por el (la) Bachiller Charly Fernando, Rodriguez Ponce, para optar el Título Profesional de Ingeniero(a) Civil.


Dicho acto de sustentación se desarrolló en dos etapas: exposición y absolución de preguntas: precediéndose luego a la evaluación por parte de los miembros del Jurado.

Habiendo absuelto las objeciones que le fueron formuladas por los miembros del Jurado y de conformidad con las respectivas disposiciones reglamentarias, procedieron a deliberar y calificar, declarándolo (a) Aprobado por Unanimidad con el calificativo cuantitativo de 16 y cualitativo de Bueno (Art. 47)

Siendo las 17:50 horas del día 23 del mes de noviembre del año 2018, los miembros del Jurado Calificador firman la presente Acta en señal de conformidad.


Presidente


Secretario


Vocal

DEDICATORIA

A Dios por haber estado conmigo en cada instante de mi vida brindándome salud para poder lograr mis objetivos, asimismo de su infinita bondad y amor.

A mi padre Percy Rodriguez Retis, mi madre Yoory Norka Ponce Quezada, a mi abuelita Maria Retis Cabrera, mi abuelito Román Ponce Reyes quienes siempre estuvieron conmigo alentándome en todo.

AGRADECIMIENTO

A Dios, por darme la vida, las bendiciones necesarias y la fuerza de perseverar para alcanzar este objetivo, y por todo esto y mucho más te lo agradezco Padre.

A mi asesora Ing. Lili Tatiana Boyanovich Ordoñez, por su conocimiento, tiempo y dedicación para llevar a cabo la presente investigación.

Al M. Sc. Ing. Romel Córdova Shedan, Ing. Rosas Jauni Valdizan y Ing. Marcos Jesús Barrionuevo Cuestas por aportar de manera técnica con su experiencia en la Ingeniería Hidráulica y Estructural para la presente tesis.

A mi compañero de la universidad Wilmer Vásquez Uriarte y mi tía Ingrid Yasmina Ramírez Retis, por haber contribuido en el desarrollo de la presente tesis.

RESUMEN

Para el presente informe de investigación se planteó el objetivo de diseñar un canal de concreto armado para una sección rectangular a fin de garantizar que la estructura de riego y drenaje permanezca y soporte las acciones que se produzcan debido a los taludes vulnerables, en los métodos y materiales el estudio fue observacional, descriptivo, retrospectivo y transversal. Según el enfoque fue cuantitativo, alcance explicativo y diseño descriptivo; la población estuvo constituida por el canal de Yaurin-Conchamarca de 6.8km de longitud y la muestra por los taludes vulnerables, considerando criterios de inclusión y exclusión. La técnica que se aplicó fue el estudio topográfico y el estudio de la mecánica de suelo por medio de una calicata, los instrumentos que se utilizó es el inventariado de taludes de zonas vulnerables, inventariado del tipo de canal y el cálculo de aforamiento del recurso hídrico, durante los meses de Enero a Agosto del 2017. Para el procesamiento de información fue mediante el Microsoft Excel, donde se encontró como resultado del estudio realizado en el canal Yaurin- Conchamarca de 6.8km: 8.59mts son taludes vulnerables, 3.26mts taludes medianamente vulnerables y 6.78815 km son taludes no vulnerables. Asimismo, 4 km son canales revestidos y 2.8 km son canales artesanales. De los cortes transversales del estudio topográfico el canal presenta 5 áreas de drenaje, donde la ubicación de los taludes vulnerables corresponde a la tercera área de drenaje del kilómetro 2+580 al 3+535.97, que tiene las siguientes características: pendiente de 39.47%, área de drenaje de 2.868 has, longitud de drenaje de 955.97mts, ancho tributario de drenaje de 30 mts. Dentro del cálculo del caudal hidrológico para la tercera área de drenaje se obtuvo $3.1536 \text{ mts}^3/\text{sg}$ para una intensidad máxima de 791.71mm/hr y con un 0.50 de coeficiente de escorrentía. Por lo tanto, se concluyó que si es posible diseñar un canal para riego y drenaje de sección rectangular de concreto armado en el canal artesanal “Yaurin - Conchamarca” a fin de poder resistir el empuje del talud en las zonas vulnerables, aceptando así la hipótesis de investigación.

Palabras claves. Concreto armado, riego, drenaje y Talud vulnerable.

ABSTRACT

For the present research report, the objective of designing a reinforced concrete channel for a rectangular section was proposed in order to guarantee that the irrigation and drainage structure remains and supports the actions that occur due to the vulnerable slopes, in the methods and materials the study was observational, descriptive, retrospective and transversal. According to the approach was quantitative, explanatory scope and descriptive design; The population was constituted by the 6.8km Yaurin-Conchamarca canal and it is shown by the vulnerable slopes, considering inclusion and exclusion criteria. The technique that was applied was the topographic study and the study of the mechanics of soil by means of a pit, the instruments that were used are the inventories of slopes of vulnerable zones, inventory of the type of channel and the calculation of the water resource , during the months of January to August 2017. For the processing of information was through Microsoft Excel, where it was found as a result of the study carried out on the 6.8km Yaurin-Conchamarca canal: 8.59mts are vulnerable slopes, 3.26mts taludes moderately vulnerable and 6.78815 km are not vulnerable slopes. Also, 4 km are covered channels and 2.8 km are artisan channels. Of the cross sections of the topographic study, the channel has 5 drainage areas, where the location of the vulnerable slopes corresponds to the third drainage area from kilometer 2 + 580 to 3 + 535.97, which has the following characteristics: slope of 39.47%, drainage area of 2,868 hectares, drainage length of 955.97 meters, tributary drainage width of 30 meters. Within the calculation of the hydrological flow for the third drainage area, 3.1536m³ / sg was obtained for a maximum intensity of 791.71mm / hr and with 0.50 of runoff coefficient. Therefore, it was concluded that it is possible to design a channel for irrigation and drainage of rectangular section of reinforced concrete in the artisan channel "YAURIN - CONCHAMARCA" in order to resist the push of the slope in the vulnerable areas, thus accepting the hypothesis research.

Keywords. Armed concrete, irrigation, drainage and vulnerable slope.

INTRODUCCIÓN

En los últimos años uno de los mayores problemas de los canales que se presentan en la región sierra de los diferentes países es la falla por deslizamiento y/o volteo debido a los esfuerzos que generan los taludes vulnerables, esto hace constatar que no fueron diseñadas para poder resistir los empujes que generan, por lo que es un problema global, que al causar el colapso del canal también va impactar directamente con el riego de las parcelas, generando que la producción agrícola se disminuya o paralice.

A razón de que los canales de riego artesanal generan menor eficiencia de riego y son erosionadas por la velocidad, se plantea remplazarlos por un canal revestido de concreto. Es importante señalar que los canales aparte de cumplir como un sistema de riego deberá también tener la función de un sistema de drenaje en tiempos de lluvia para no dañar los cultivos por el exceso de agua.

En vista de lo antes mencionado, se realizó el presente estudio con el objetivo de diseñar un canal de concreto armado para una sección rectangular a fin de garantizar que la estructura de riego y drenaje permanezca y soportando las acciones que se produzcan debido a los taludes vulnerables.

Por ello, la sistematización del siguiente estudio de investigación está compuesta por cinco (5) capítulos.

Capitulo I. Problema de Investigación, contiene la descripción del problema, la formulación del problema, los objetivos, justificación, limitación y viabilidad.

Capitulo II. Marco Teórico, incluye los antecedentes de la investigación, bases teóricas, bases conceptuales, hipótesis, variables, y Operalización de variables.

Capitulo III. Metodología de la Investigación, comprende el tipo de investigación (enfoque, alcance, diseño), la población y muestra, técnicas e instrumento de recolección de datos, técnicas para el procesamiento y análisis de la información.

Capitulo IV. Procesamiento de datos y contrastación de hipótesis y prueba de hipótesis.

Capitulo V. Discusión, conclusión y recomendación.

Finalmente se presenta las referencias bibliográficas y anexos.

INDICE DE CONTENIDO

	PAG.
Dedicatoria	i
Agradecimiento	ii
Resumen	iii
Abstrac	iv
Introducción	v
CAPITULO I	
PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN	
1.1. Descripción del problema	1
1.2. Formulación del problema	1
1.3. Objetivo general	2
1.4. Objetivos específicos	2
1.5. Justificación de la investigación	2
1.6. Limitaciones de la investigación	3
1.7. Viabilidad de la investigación	3
CAPITULO II	
MARCO TEORICO	
2.1. Antecedentes de la investigación	4
2.2. Bases teóricas	10
2.3. Definiciones conceptuales	74
2.4. Hipótesis	89
2.5. Variables	89
2.5.1. Variables dependientes	89
2.5.2. Variables independientes	89
2.6. Operacionalización de variables	90
CAPITULO III	
METODOLOGIA DE LA INVESTIGACIÓN	
3.1. Tipo de investigación	91
3.1.1. Enfoque	91
3.1.2. Alcance	91
3.1.3. Diseño	92
3.2. Población y Muestra	92
3.3. Técnicas e instrumento de recolección de datos	93
3.3.1. Para la recolección de datos	93
3.3.2. Para la presentación de datos	93
3.3.3. Para el análisis e interpretación de los datos	94
CAPITULO IV	
RESULTADOS	
4.1. Procesamiento de datos	96

CAPITULO V

DISCUSIÓN DE RESULTADOS	136
CONCLUSIONES	138
RECOMENDACIONES	139
REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS (Según Norma APA)	140
ANEXOS	
Resolución de aprobación del proyecto de trabajo de investigación.	146
Resolución de nombramiento de asesor de tesis.	147
Matriz de Consistencia.	148
Inventariado de los taludes de zonas vulnerables en el canal Yaurin-Conchamarca.	149
Inventariado del tipo de canal Yaurin-Conchamarca.	150
Panel Fotográfico Del Canal Y Talud Vulnerable	151
Panel Fotográfico Estudio Topográfico	160
Panel Fotográfico Del E.M.S.	164
Resultados Del Estudio De La Mecánica De Suelo (C-1)	170
Resultados Del Estudio De La Mecánica De Suelo (C-2)	171
Serie Histórica De Precipitaciones Máximas 24 Horas De La Estación Meteorológica De Huánuco.	172
Plano. - Ubicación y localización del canal Yaurin-Conchamarca.	173
Plano. - Topográfico del canal Yaurin-Conchamarca.	174
Plano. - Planta y perfil del canal Yaurin-Conchamarca.	175
Plano. - Sección transversal del canal Yaurin-Conchamarca.	176
Plano. - Áreas de drenaje del canal Yaurin-Conchamarca.	177
Plano. - Detalle de las dovelas.	178
Plano. - Arquitecturas y Estructura.	179
Autorización para realizar estudios básicos por la J.U.S.H.A.H.	180

CAPITULO I

PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

1.1. Descripción del problema

El mayor problema en la actualidad de la región sierra, con respecto a los canales rectangulares, se da debido a que las paredes de los canales no son capaces de resistir los esfuerzos que ocasiona el deslizamiento de masa, generado por la vulnerabilidad del talud que se presenta por la ausencia de la vegetación que sirve para evitar la erosión y desestabilización del suelo, así como también por la presencia de suelos con material suelto, como limo, arcillas y de una topografía accidentada como también otros factores naturales.

Por otro lado, los taludes vulnerables que se presentan en el canal en estudio generan deslizamientos que proporcionan presiones activas inadecuadas obteniendo asimismo la pérdida natural o el colapso de un canal de concreto ciclópeo. Es por ello, que un canal revestido de concreto ciclópeo de sección rectangular tiende a colapsar por la razón que se diseñan para generar mayor eficiencia de riego y no es diseñado estructuralmente para soportar los deslizamientos de los taludes vulnerables, por lo que puede fallar al volteo o al deslizamiento.

Por lo que a raíz de este problema se van a generar pérdidas de canal en tramos donde se encuentren taludes vulnerables, a consecuencia de lo descrito las fallas estructurales en un canal frente al talud vulnerable no solamente va generar la pérdida de la estructura como también la capacidad de riego y en consecuencia los principales afectados serán los beneficiarios del canal, llegando así a vulnerar la actividad económica de la que dependen.

1.2. Formulación del problema

¿Se podrá diseñar un canal para riego y drenaje de sección rectangular de concreto armado en el canal “YEURIN – CONCHAMARCA” que resista el empuje del talud en las zonas vulnerables-Conchamarca, 2018?

1.3. Objetivo general

- ❖ Diseñar un canal de concreto armado para una sección rectangular a fin de garantizar que la estructura de riego y drenaje permanezca y soporte las acciones que se produzcan debido a los taludes vulnerables.

1.4. Objetivos específicos

- ❖ Determinar las zonas que presentan taludes vulnerables del canal “YEURIN - CONCHAMARCA”.
- ❖ Recolectar datos del talud, que servirán para el diseño del canal de concreto armado de sección rectangular.
- ❖ Proponer una solución para las fallas que se presentan en canales con taludes vulnerables.
- ❖ Elaborar una hoja Excel, usando los criterios del diseño de muro en voladizo, para el canal en estudio.

1.5. Justificación de la investigación

La justificación de esta investigación nace a razón que en la actualidad la economía campesina se ve obligada a insertarse en el mercado en condiciones de inferioridad competitiva, debido a la pérdida de canales por la vulnerabilidad de sus taludes se limitará el riego por consiguiente se disminuirá su producción, esta pérdida del canal posee poca atención de la autoridad competente en el mantenimiento, operación del canal de riego.

Los empujes que se presentan debido a la vulnerabilidad del talud en algunos tramos del canal en estudio generaran la pérdida o colapso tanto en un canal artesanal o de concreto ciclópico. Por consiguiente, se busca dar una solución a este problema considerando un diseño de concreto armado para un canal de sección rectangular y así obtener un mejor comportamiento estructural ante la falla por deslizamiento y/o volteo generado por el talud vulnerable en los tramos del canal en estudio.

En el presente informe de investigación se busca demostrar que un buen análisis y diseño estructural va repercutir positivamente en la vida útil del canal, además esta investigación podrá servir como un referente para próximos estudios de solución en canales con tramos de taludes vulnerables.

1.6. Limitaciones de la investigación

En este proyecto se tiene las siguientes limitaciones:

- ❖ Falta de material bibliográfico especializado e investigaciones referente al diseño de canales con concreto estructural para resistir los empujes que generan los taludes vulnerables.
- ❖ No se cuenta con un estudio de las zonas de taludes vulnerables en la franja de riego.
- ❖ No se cuenta con un inventariado de las pérdidas de los canales a causa de la vulnerabilidad de los taludes.

1.7. Viabilidad de la investigación

Debido a que se presentan taludes vulnerables en el recorrido del canal “YURIN – CONCHAMARCA”, surgirán deslizamientos bruscos llevando esto a un problema para los agricultores y con ello la pérdida del canal “YURIN – CONCHAMARCA”, por lo que, con la ayuda del diseño propuesto, se podrá dar una solución más objetiva para evitar las futuras pérdidas de canales que se presenten frente a los empujes ocasionados por taludes vulnerables.

Con este diseño se mejorará el comportamiento del canal frente a la acción de taludes vulnerables, a fin de mejorar también la producción agrícola, además dicha solución se podrá aplicar en otros canales que presenten taludes vulnerables.

CAPITULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN:

Antecedente internacional

Chuc (1999), presento su investigación sobre rehabilitación de un deslizamiento de tierra que afecta el canal de riego de la comunidad rio blanco, Sacapulas, el Quiche.

El presente estudio tuvo como objetivo proporcionar información sobre los fenómenos de inestabilidad de las masas de tierra y fomentar la investigación en este campo, se realizó mediante sondeos por medio de pozos a cielo abierto, de los cuales se tomaron muestras de suelo alteradas e inalteradas, los pozos también sirvieron para determinar el recorrido de la línea de falla. Los ensayos de las muestras se realizaron en el laboratorio de Mecánica de suelo del Centro de Investigaciones de Ingeniería de la Universidad de la San Carlos de Guatemala, para la obtención de muestras alteradas de un sondeo por medio de pozo a cielo abierto considero: rebajó la parte seca y suelta del suelo con el propósito de obtener una superficie fresca, tomó una muestra de la capa inferior del suelo debidamente identificada como N01 y No2, para la obtención de la muestra inalterada se procedió de la siguiente manera: Se coró un trozo amorfo de suelo de aproximadamente 0.020 mts cúbicos y una masa de 30 kg, se cubrió con tres capas de parafina para evitar pérdida de humedad, se cubrió con una tela blanda y se empaco en una caja de madera, se identificó y fue trasladada al laboratorio. En los ensayos realizados a la muestra alterada No.1 y No.2 son los siguientes: Granulometría (AASHTO T - 27), compactación y Proctor modificado (AASHTO T - 180), prueba del valor soporte CBR (AASHTO T - 193), límites de Atterberg (AASHTO T - 89, T- 90), ensayo para muestra inalterada es: Compresión triaxial. Obtuvo como resultado que para la muestra n°1 en el ensayo de granulometría se determinó como fragmentos de piedra o grava y arena de acuerdo con la clasificación del public road administración (PARA) y en sistema

de clasificación unificado (SCU) como grava con limo. Se determinó que el suelo está constituido en un mayor parte por partículas gruesas y arena. Para la muestra No.2 se obtuvo el siguiente resultado: su clasificación según el PRA es de una arena limosa y de acuerdo al SCU como grava y arenas limosas. En el ensayo de compactación se obtuvo como resultado que la muestra No.1 tiene mayor capacidad para soportar cargas. El ensayo del valor soporte o CBR dio resultado en el que la muestra No.2 tiene menor hinchamiento y un valor de soporte mínimo de 43% lo que indica que dicho material es de calidad aceptable como material de relleno. Los límites de Atterberg son nulos en este material por lo que es imposible calcularlos, el material en estudio es de un alto contenido granular, por lo que sus esfuerzos resistentes al corte dependen del ángulo de fricción interna. El ensayo de compresión triaxial determinó el ángulo de fricción interna ($\phi=26.5^\circ$) y una cohesión $C = 6 \text{ ton/mt}^2$. Con los datos obtenidos en el ensayo de compresión triaxial procedió al análisis teórico de talud, utilizando el método de FELLENIUS, con el propósito de determinar el círculo de falla más probable y compararla con el círculo de falla real. Se concluyó que el suelo es de un alto contenido granular y al estar saturado de agua disminuye su cohesión y provoca lubricación entre las partículas, disminuyendo así los esfuerzos resistentes a corte, la composición del suelo no es uniforme, situación que se comprobó a través de los resultados obtenidos de las dos muestras que fueron sometidas a ensayos y la no –uniformidad del suelo provoca inestabilidad al momento que el terreno es influenciado por agentes externos como lluvia viento sobre carga o al momento de ocurrir un sismo.

Antecedente nacional

Ticona (2006). Realizó su investigación de diseño Dren superficial DS-14 de la irrigación Cabanilla-Lampa.

El presente estudio tuvo como objetivo contribuir a mejorar los niveles de producción y productividad agropecuaria de los productores del ámbito de la irrigación Cabanilla, con el fin de lograr mayores ingresos económicos de las familias beneficiarias. Para el planteamiento del esquema hidráulico del sistema de drenaje, luego del levantamiento topográfico, se procedió a ubicar la infraestructura de riego y drenaje, así como los caminos de acceso. Sobre esta información se procedió a plantear el siguiente esquema hidráulico. Sistema de drenaje (los drenes proyectados están ubicadas en las partes más bajas del terreno y la profundidad y sección suficiente para evacuar los escurrimientos superficiales máximos de la lluvia con periodo de retorno de 10 años o menos. En el caso de los drenes colectores, el nivel hidráulico de diseño es siempre inferior al nivel de terreno, permitiendo de esta manera la libre entrada de las aguas de los drenes superficiales parcelarios. En el caso de los drenes troncales o de conducción, en la mayoría de los casos el nivel hidráulico máximo es menor al nivel del terreno, sin embargo, en algunos tramos, sobre todo en las proximidades al punto de evacuación el nivel hidráulico es superior al nivel del terreno en cuyo caso las bordas laterales proyectadas, complementan la sección hidráulica húmeda), Trazo del dren (Se han preparado los perfiles longitudinales de cada, dren en base a la información siguiente: Replanteo y medición de una poligonal abierta siguiendo el eje del dren, en los casos que en eje dren sea paralelo a un canal de riego se ha utilizado la información del levantamiento del canal, todo dren ha sido dibujado en planta y perfil a escala 1/2,500 horizontal y 1/100 vertical. Las secciones transversales separadas a 50 cm, han sido graficadas a escala horizontal y vertical 1/100. Diseño Hidráulico del Dren Superficial DS – 14, capacidad del Dren (D-1) (los canales han sido proyectados de sección trapezoidal en tierra cuya capacidad de conducción es: Dren Q variable de 1.75 a 2.00 m³/sg),

Criterio del diseño (se ha calculado con la ecuación de Manning y definido para las siguientes condiciones de límites: Velocidad mínima: 0.782 m/sg, velocidad máxima: 0.894 m/sg), diseño hidráulico (la sección hidráulica se ha calculado con la fórmula de Manning, considerando los siguientes criterios: velocidad de diseño (según el U.S Bureau of Reclamation no debe ser menor de 0.3 a 0.4 m/sg y la máxima no debe causar daños importantes debidos a la erosión), Profundidad de drenes (recomendándose no sobrepasar profundidades de 2 a 3 metros), taludes de drenes (según la Textura del suelo se recomienda: franco ($1\frac{1}{2}:1$); Arcilla, franco arcilloso (1:1); limos, arenas, materia orgánica (2:1, 3:3)), coeficiente de rugosidad (para el presente proyecto se ha considerado $n=0.035$ para los drenes pequeños y $n=0.040$ para los colectores y drenes grandes), radios de curvatura (de acuerdo con el manual "Drainag of Agricultural land" de U.S Soil Conservation Service, los radios de curvaturas mínimos según el tipo de dren son; Cauce pequeños, ancho superior máximo 5.00m (100 – 150); Cauce mediano, ancho superior 5 – 10 m (150 – 200); Cauce grande, ancho superior máximo > 10.00.00m (200 – 250)), ancho mínimo de fondo o plantilla (para tal efecto se fijó un ancho mínimo de 0.3m para drenes de poca profundidad que pueden con mano de obra y 0.5 mínimo para los otros drenes), bordes laterales en dren y caminos de mantenimiento (en la mayoría de los caso el propósito básico es evitar que después de las lluvias, la escorrentía superficial entre directamente al dren sin control o lugar seguro pre-establecidos, dañando taludes y generando sedimentación en sus cauces. La altura mínima con este propósito es 0.5m. En el caso que la borda forme parte de la sección hidráulica húmeda, estas han sido diseñadas con un borde libre de 0.5m. Sobre el máximo tirante hidráulico calculado. Se ha considerado, así mismo que las bordas sean compactadas hasta una densidad de 85% Proctor, la corona tiene un ancho que varía entre 1 y 2 metros, sirve como camino de mantenimiento y 4 metros cuando cumplen esta función). Donde concluyó que el diseño y construcción del dren superficial DS-14 del sistema de irrigación Cabanillas se reducirá la saturación agua de los suelos, además contribuirá con el

ingreso económico de las familias beneficiarias y mejorar la producción y productividad utilizando racionalmente el recurso hídrico y de esa forma aumentar el nivel y calidad de vida de todos los beneficiarios. Se realizará el encauzamiento de drenes naturales, al dren que se construirá y hacer entrega a un cauce natural, la cual permitirá la recuperación de áreas que se encuentran saturadas de agua. El dren a construirse permitirá la recuperación de zonas que en épocas de lluvias excesivas se encuentran totalmente inundados, la cual permitirá aumentar la actividad pecuaria y agrícola y por ende el mejoramiento el nivel de vida del beneficiario. Con la ejecución del presente proyecto de mejorar la red de drenes diseñados en todo el sistema de irrigación Cabanillas de tal manera que con estos drenes construidos tengan la finalidad de deprimir la napa freática, para el beneficiario de las diferentes actividades que se realiza en dicha zonas.

Panta (2014). Ejecuto una investigación sobre el mejoramiento del sistema de riego Tunan.

El presente estudio tuvo como objetivo mejoramiento de la infraestructura del sistema de riego Tunan que permitirá una eficiente distribución y manejo del agua de riego elevando los niveles de producción y productividad agrícola en el valle Julquillas. Señala que en la región costa existe una demanda por el recurso agua que supera a la oferta disponible, siendo los mayores usuarios la agricultura, además en el caso de la pequeña agricultura, el uso eficiente del agua se ve limitada por los costos de implementar y operar sistemas de riego ineficientes se elaboró mediante el diseño y cálculo de obras de mejoramiento de un sistema de riego por canalización, ubicado en el distrito de Paramonga, localidad de Tunan. Consiste en realizar una serie de obras hidráulicas examinadas en base a la topografía, su implementación mejora las condiciones actuales del sistema de riego Tunan, principalmente el canal principal, mediante construcciones eficientes que proporcionan reducir las pérdidas de agua al mínimo y su correcta y oportuna distribución, de forma que el proyecto sea atractivo para los beneficiarios, así como adaptable al sistema de riego

en tierra existente. Se realizó mediante el sistema UTM WGS 84 y armadas a un BM colocado en campo en la zona del reservorio, se concluyó que el diagnóstico del sistema de riego Tunan se verificó que el sistema de riego utilizado es por gravedad, el riego se realiza mediante agua de reservorio y canal, el planteamiento del mejoramiento del sistema de riego existente incrementará a la disponibilidad hídrica mediante el mejoramiento de un reservorio nocturno con geomembrana con una capacidad de 755,75 m³, 1457.70 ml de canal rectangular para un caudal $Q = 0.10 \text{ m}^3/\text{sg}$ revestido de concreto simple $f'c = 175 \text{ kg/cm}^2$, una estructura de medición aforador RBC, once (11) estructura de saltos de agua - gradas, diez (10) alcantarillas tipo cajón de concreto armado y trece (13) tomas prediales. Elaboró el manual básico de operación y mantenimiento con el propósito de proveer información básica necesaria para servir de guía práctica en la capacitación para una apropiada operación y mantenimiento del sistema de riego, a fin de asegurar su funcionamiento permanente y conservación, por lo que de su uso y aplicación dependerá de las condiciones para distribuir el agua con mayor eficiencia.

2.2. BASES TEÓRICAS

I). RESPECTO A LAS PROPIEDADES DEL CANAL

2.2.1. ELEMENTOS GEOMÉTRICOS DE LOS CANALES:

Rodríguez (2008), indica que son las propiedades de una sección de canal que pueden ser determinados por la geometría de la sección y la profundidad del flujo. Los elementos geométricos son muy importantes y se aplican con amplitud en el cálculo de flujo. Para la sección del canal, los elementos geométricos pueden expresarse matemáticamente en términos de la profundidad de flujo y de otras dimensiones de la sección. La forma más conocida de la sección transversal de un canal es la trapecial, como se muestra en la figura 1.1: Elementos geométricos más importantes

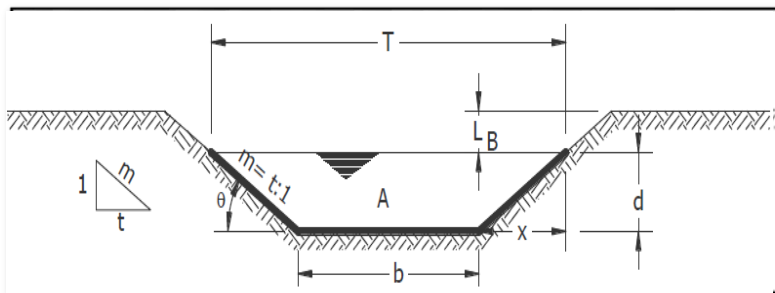


Figura 1.1. Elementos geométricos más importantes.

- **Tirante de agua o profundidad de flujo “d = y”:**

Es la distancia vertical desde el punto más bajo de una sección del canal hasta la superficie libre (Rodríguez, 2008).

- **Ancho superficial o espejo de agua “T”:**

Es el ancho de la superficie libre del agua, en “m” (Rodríguez, 2008).

- **Talud “m”:**

Es la relación de la proyección horizontal a la vertical de la pared lateral (se llama también talud de las paredes laterales del canal).

Es decir “m” es el valor de la proyección horizontal cuando la vertical es 1, aplicando relaciones trigonométricas. Es la cotangente del ángulo de reposo del material (θ), es decir $m = \frac{x}{d}$ y depende del tipo de material en que se construya el canal, a fin de evitar derrumbes. Por ejemplo, cuando se dice que un canal tiene talud 1.5:1, quiere decir que la proyección horizontal de la pared lateral

es 1.5 veces mayor que la proyección vertical que es 1, por lo tanto, el talud $m = 1.5$, esto resulta de dividir la proyección horizontal que vale 1.5 entre la vertical que vale (Rodríguez, 2008).

- **Coeficiente de rugosidad “n”:**

Depende del tipo de material en que se aloje el canal (Rodríguez, 2008).

- **Pendiente “S”:**

Es la pendiente longitudinal de la rasante del canal (m/m) (Rodríguez, 2008).

- **Área hidráulica “A”:**

Es la superficie ocupada por el agua en una sección transversal normal cualquiera, se expresada en m^2 (Rodríguez, 2008).

- **Perímetro mojado “P”:**

Es la longitud de la línea de contorno del área mojada entre el agua y las paredes del canal, expresado en “m” (Rodríguez, 2008).

- **Radio hidráulico “R”:**

Es el cociente del área hidráulica y el perímetro mojado. $R = \frac{A}{P}$, en m (Rodríguez, 2008).

- **Ancho de la superficial o espejo del agua “T”:**

Es el ancho de la superficie libre del agua, expresado en “m” (Rodríguez, 2008).

- **Tirante medio “dm”:**

Es el área hidráulica dividida por el ancho de la superficie libre del agua (T). $dm = \frac{A}{T}$, se expresa m (Rodríguez, 2008).

- **Bordo Libre “B.L”:**

Es la distancia que hay desde la superficie libre del agua hasta la corona del bordo, se expresa en “m” (Rodríguez, 2008).

- **Gasto “Q”:**

Es el volumen de agua que pasa en la sección transversal del canal en la Unidad de tiempo, y se expresa en m^3/s (Rodríguez, 2008).

- **Velocidad media “V”:**

Es con la que el agua fluye en el canal, expresado en m/s (Rodríguez, 2008).

2.2.2. RELACIONES GEOMETRICAS DE LA SECCION RECTANGULAR CON PERFIL “U”.

Según Villón (2015), determina las relaciones geométricas correspondientes al área hidráulica (A), perímetro mojado (P), espejo de agua (T) y radio hidráulico (R). De la sección transversal.

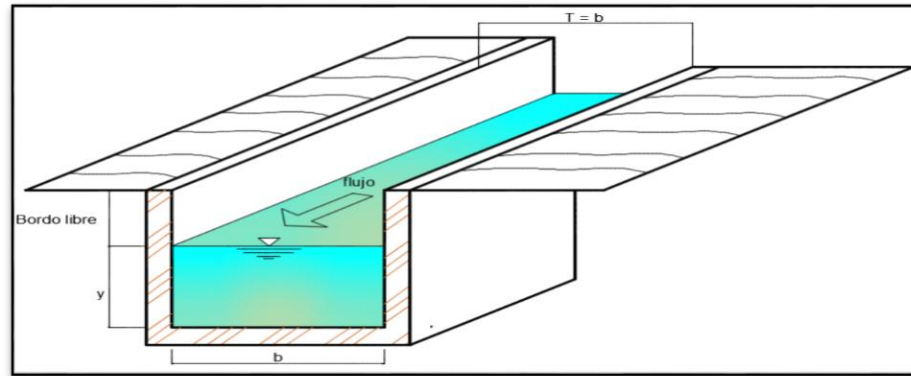


Figura 1.2. Sección transversal y longitudinal de un canal rectangular⁵.

• SECCION SIN RECUBRIMIENTO:

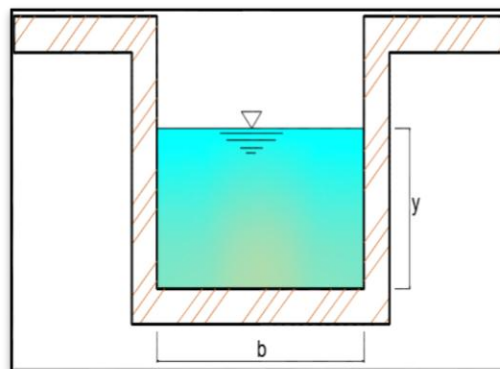


Figura 1.3. Sección transversal sin recubrimiento⁵.

- TIRANTE HIDRAULICO = y
- AREA HIDRAULICA = base x tirante = $b \times y$
- PERIMETRO MOJADO = $b + 2y$
- RADIO HIDRAULICO = $\frac{A}{P} = \frac{b \cdot y}{b + 2y}$
- ANCHO SUPERFICIAL o ESPEJO DE AGUA = $b = T$

2.2.3. ECUACIÓN DE MANNING:

- Según Rodríguez (2008), en 1889 el ingeniero irlandés Robert Manning determina una ecuación para establecer el valor de “C”, en relación del radio hidráulico y la rugosidad propia del material de la cual se construya el canal.

El valor el “C” en el sistema métrico se da por la expresión:

$$C = \frac{1}{n} * R^{\frac{1}{6}} \dots\dots\dots (1.1)$$

reemplazando el valor de “C” de Manning en la ecuación de Chezy, se obtiene siguiente ecuación para determinar la velocidad:

$$V = C\sqrt{S * R} \dots\dots\dots \text{ECUACION DE CHEZY}$$

Para el sistema métrico: $C = \frac{1}{n} * R^{\frac{1}{6}}$ y sustituyendo:

$$V = \frac{R^{1/6}}{n} \times R^{1/2} \times S^{1/2}$$

$$V = \frac{R^{\frac{1}{6} + \frac{1}{2}}}{n} \times S^{1/2} = \frac{R^{\frac{2}{3}}}{n} \times S^{1/2}$$

$V = \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times S^{1/2} \dots\dots\dots$ Ecuación de Manning, para determinar la velocidad en canales abiertos y cerrados en el sistema métrico.

Donde:

V= velocidad media del agua para los canales con régimen uniforme, en m/seg.

n= coeficiente de rugosidad de Manning.

R= radio hidráulico, en m.

S= pendiente de la línea de energía, que corresponde a la del fondo por estar en régimen uniforme, m/m

- Villón (2015). Indica que Combinando la fórmula de Manning y la ecuación de continuidad “ $Q = A \times V$ ”, la expresión para el cálculo del caudal que se obtiene es:

$$Q = \frac{1}{n} \times A \times R^{2/3} \times S^{1/2}$$

Donde:

Q = caudal o gasto, en m³/sg.

A = área de la sección transversal, en m²

2.2.4. CLASIFICACIÓN DEL FLUJO EN CANALES ABIERTOS.

Rodríguez (2008), especifica que el flujo en canales abiertos puede clasificarse en diferentes tipos y representarse de distintas formas. La siguiente clasificación se hace de acuerdo con el cambio de la medida de la profundidad, la velocidad, el área, etc. del flujo con respecto al tiempo y al espacio.

Rodríguez (2008), menciona que la clasificación del flujo en canales abiertos se desarrolla de la siguiente forma:

A. Flujo permanente

1. Flujo uniforme
2. Flujo variado
 - a. Flujo gradualmente variado
 - b. Flujo rápidamente variado

B. Flujo no permanente

1. Flujo uniforme no permanente (raro)
2. Flujo variado no permanente
 - a. Flujo gradualmente variado no permanente
 - b. Flujo rápidamente variado no permanente

A) Flujo permanente y flujo no permanente. -

Rodríguez (2008), describe que el flujo es permanente, si los parámetros (tirante, velocidad, área, etc.), no cambian con respecto al tiempo, es decir, en una sección del canal en todos los tiempos los elementos del flujo permanecen fijos o constantes. Matemáticamente se pueden representar:

$$\frac{dA}{dt} = 0; \frac{dV}{dt} = 0; \frac{dy}{dt} = 0; \text{ etc.}$$

Si los parámetros cambian con respecto al tiempo el flujo se llama no permanente, es decir:

$$\frac{dA}{dt} \neq 0; \frac{dV}{dt} \neq 0; \frac{dy}{dt} \neq 0; \text{ etc.}$$

En la mayor parte de los problemas de canales abiertos es necesario estudiar el comportamiento del flujo solo bajo condiciones permanentes. Sin embargo, si el cambio en la condición del flujo con respecto al tiempo es importante, el flujo debe tratarse como no permanente.

B) Flujo uniforme y flujo variado. -

Según Rodríguez (2008), indica que esta clasificación obedece a la utilización del espacio como variable. El flujo es uniforme si los parámetros (tirante, velocidad, área, etc.), no cambian con respecto al espacio, es decir, en cualquier sección del canal los elementos del flujo permanecen constantes. Matemáticamente se pueden representar:

$$\frac{dA}{dt} = 0; \frac{dV}{dt} = 0; \frac{dy}{dt} = 0; \text{ etc.}$$

Si los parámetros varían de una sección a otra, el flujo se llama no uniforme o variado, es decir:

$$\frac{dA}{dt} \neq 0; \frac{dV}{dt} \neq 0; \frac{dy}{dt} \neq 0; \text{ etc.}$$

Un flujo uniforme puede ser permanente o no permanente, según cambie o no la profundidad con respecto al tiempo.

- **FLUJO UNIFORME PERMANENTE:**

Según Rodríguez (2008), menciona que la profundidad del flujo no cambia durante el intervalo de tiempo bajo consideración, es el tipo de flujo fundamental que se considera en la hidráulica de canales abiertos.

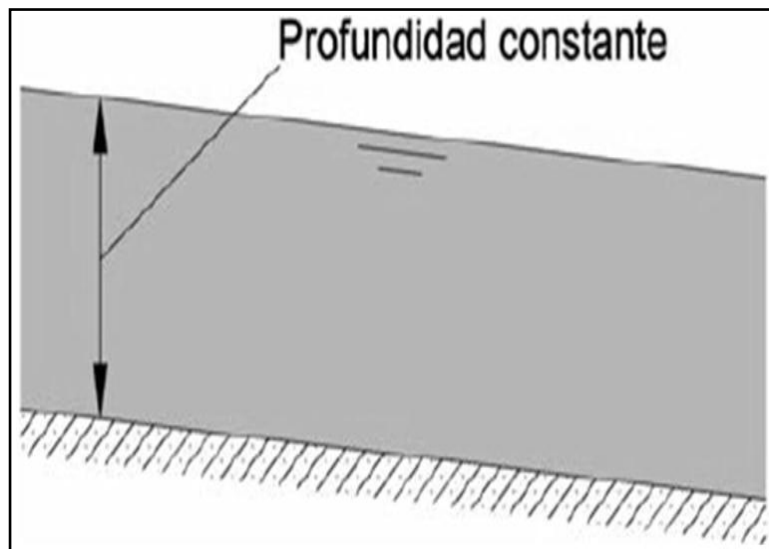


Figura 1.4. Flujo uniforme permanente

- **FLUJO UNIFORME NO PERMANENTE:**

Según Rodríguez (2008), señala que el establecimiento de un flujo uniforme no permanente requeriría que la superficie del agua fluctuara de un tiempo a otro, pero permaneciendo paralela al

fondo del canal, como esta es una condición prácticamente imposible, Flujo uniforme no permanente es poco frecuente (raro).

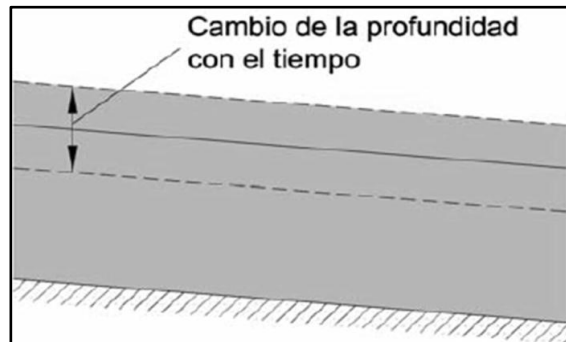


Figura 1.5. Flujo uniforme no permanente

El flujo variado puede clasificarse como rápidamente variado o gradualmente variado:

- **FLUJO RÁPIDAMENTE VARIADO:**

Según Rodríguez (2008), El flujo es rápidamente variado si la profundidad del agua cambia de manera abrupta en distancias comparativamente cortas, como es el caso del resalto hidráulico.

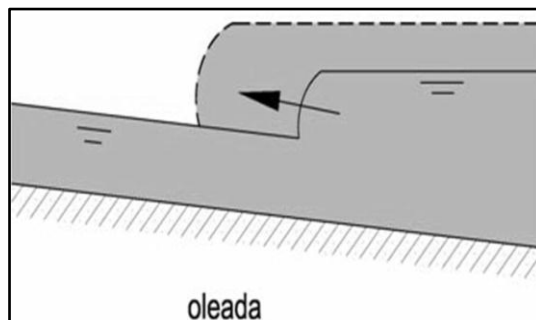


Figura 1.6. Flujo rápidamente variado.

- **FLUJO GRADUALMENTE VARIADO:**

Según Rodríguez (2008), El flujo gradualmente variado es aquel en el cual los parámetros cambian en forma gradual a lo largo del canal, como es el caso de una curva de remanso.

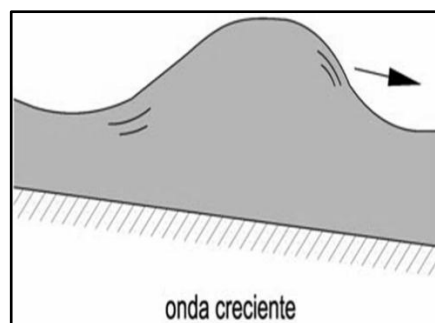


Figura 1.7. Flujo gradualmente variado.

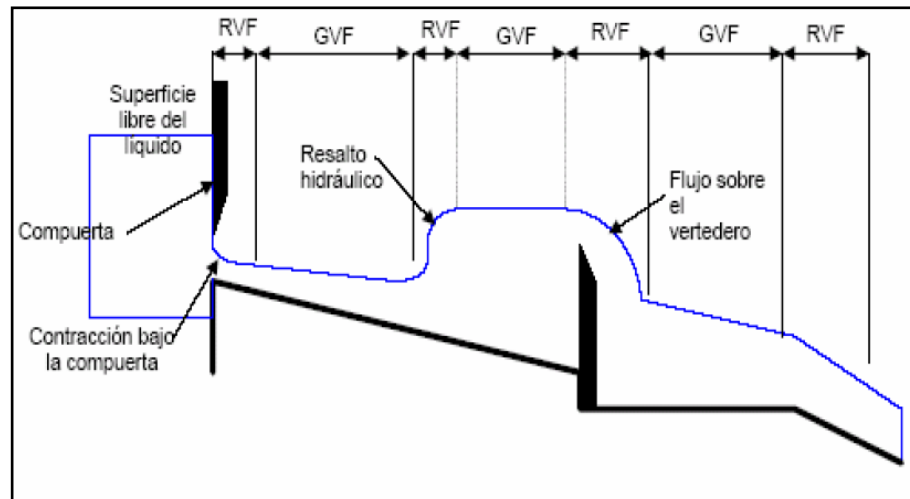


Figura 1.8. Flujo variado.

Según Rodríguez (2008), El flujo gradualmente variado puede ser acelerado o retardado. El primero se presenta cuando los tirantes en la dirección del escurrimiento van disminuyendo (figura 1.9) y el segundo, llamado también remanso (fig.1.10) existe cuando sucede el fenómeno contrario. Un caso muy típico de remanso es aquel que se presenta aguas arriba de un vertedor o cualquier obstrucción semejante, como se indica en la (figura 1.11).

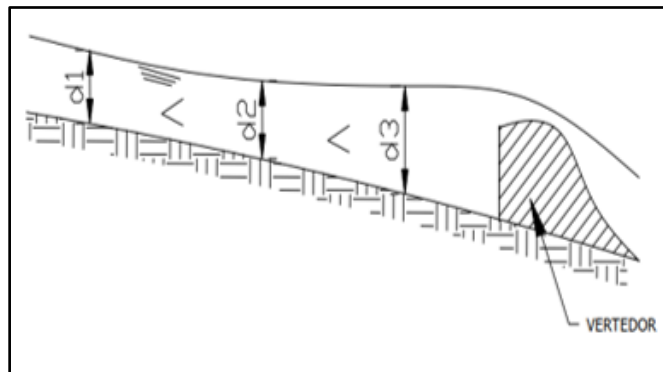


Figura 1.9. Flujo gradualmente acelerado.

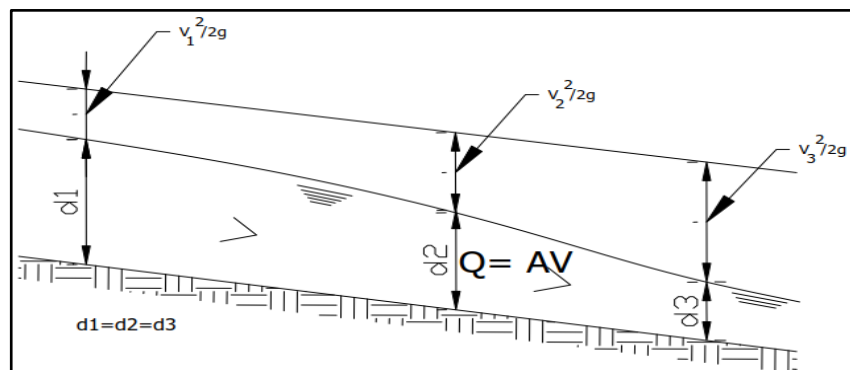


Figura 1.10 Flujo gradualmente retardado.

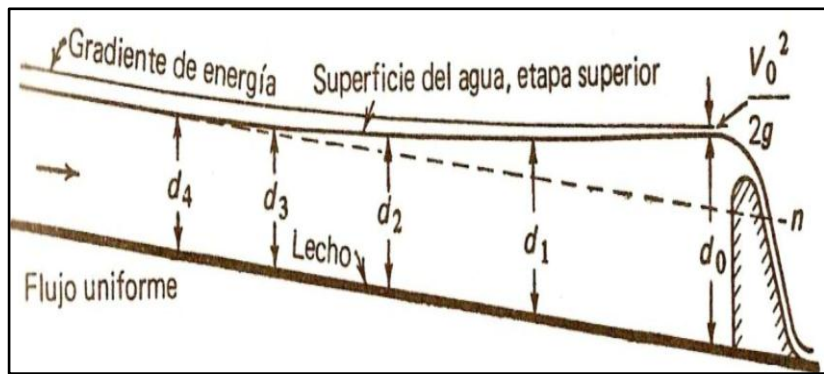


Figura 1.11. Canal con flujo de retraso gradualmente llamado curva de remanso.

2.2.5. ESTADO DE FLUJO.

Según Chow (2004), menciona que el estado o comportamiento del flujo en canales abiertos está gobernado básicamente por los efectos de viscosidad y gravedad en relación con las fuerzas inerciales del flujo. La tensión superficial del agua puede afectar el comportamiento del flujo bajo ciertas circunstancias, pero no juega un papel significativo en la mayor parte de los problemas de canales abiertos que se presenta en ingeniería.

EFFECTO DE VISCOSIDAD. - El flujo puede ser laminar, turbulento o transicional según el efecto de la viscosidad en relación con la inercia.

Según Rodríguez (2008), los define de la siguiente forma:

a) Flujo laminar:

El flujo es laminar si las fuerzas viscosas son muy fuertes en relación con las fuerzas inerciales, de tal manera que la viscosidad juega un papel importante en determinar el comportamiento del flujo. En el flujo laminar, las partículas de agua se mueven en trayectorias suaves definidas o líneas de corriente, y las capas de fluido con espesor infinitesimal parecen deslizarse sobre capas adyacentes, es decir, el movimiento de las partículas del fluido se produce siguiendo trayectorias bastante regulares, separadas y perfectamente definidas dando la impresión de que se tratara de láminas o capas más o menos paralelas entre sí, las cuales se deslizan suavemente unas sobre otras, sin que exista mezcla macroscópica o intercambio transversal entre ellas.

b) Flujo turbulento:

Este tipo de flujo es el que más se presenta en la práctica de ingeniería. El flujo es turbulento si las fuerzas viscosas son débiles en relación con las fuerzas inerciales. En flujo turbulento, las partículas del agua se mueven en trayectorias irregulares, que no son suaves ni fijas, pero que en conjunto todavía representan el movimiento hacia adelante de la corriente entera. Factores que hacen que un flujo se torne turbulento:

- La alta rugosidad superficial de la superficie de contacto con el flujo, sobre todo cerca del borde de ataque y a altas velocidades, irrumpe en la zona laminar de flujo y lo vuelve turbulento.
- Alta turbulencia en el flujo de entrada. En particular para pruebas en túneles de viento, hace que los resultados nunca sean iguales entre dos túneles diferentes.
- Gradientes de presión adversos como los que se generan en cuerpos gruesos, penetran por atrás el flujo y a medida que se desplazan hacia delante lo "arrancan".
- Calentamiento de la superficie por el fluido, asociado y derivado del concepto de entropía, si la superficie de contacto está muy caliente, transmitirá esa energía al fluido y si esta transferencia es lo suficientemente grande se pasará a flujo turbulento.

Entre los estados de flujo laminar y turbulento existe un estado mixto o transicional.

Según Villón (2015). Hace mención que, en forma semejante al flujo en conductos forzados, la importancia de la fuerza viscosa se mide a través del número de Reynolds (R_e), que relaciona fuerzas de inercia de velocidad con fuerzas viscosas, definidas en este caso como:

$$R_e = \frac{V \times R}{\mu}$$

Donde:

V= velocidad media del flujo, en metros por segundo m/s

R= Radio hidráulico de la sección transversal, en metros (m)

μ =viscosidad cinemática del agua, en m²/s

Según Villón (2015). Indica que en los canales se han comprobado resultados semejantes a flujos en tuberías, por lo que respecta a ese criterio de clasificación. Para propósitos prácticos, en el caso de un canal, se tiene:

- Flujo laminar para $R_e < 580$, en este estado las fuerzas viscosas son relativamente más grande que las fuerzas de inercia.
- Flujo de transición para $580 \leq R_e \leq 750$, estado mixto entre laminar y turbulento.
- Flujo turbulento para $750 < R_e$, en este estado las fuerzas viscosas son débiles comparadas con las fuerzas de inercia.

En la mayoría de los canales, el flujo laminar ocurre muy raramente debido a las dimensiones relativamente grandes de los mismos y a la baja viscosidad cinemática del agua.

2.2.6. FLUJO CRÍTICO, SUB CRÍTICO Y SUPERCRITICO

Según Rodríguez (2008), los describe de la siguiente forma:

a) Flujo Crítico

Se dice que un canal, o alguna sección de él, está trabajando bajo un régimen crítico, cuando:

- Posee la energía específica mínima para un canal dado, o
- Posee el caudal máximo para una energía específica dada. o
- Posee la fuerza específica mínima para un caudal dado.

De lo anterior, los términos de régimen crítico pueden definirse como sigue:

- Caudal o gasto crítico.

Es el caudal máximo para una energía específica determinada, o el caudal que se producirá con una energía específica mínima.

- Tirante crítico.

Es el tirante hidráulico que existe cuando el caudal es máximo para una energía específica determinada, o el tirante al que ocurre un caudal determinado con la energía específica mínima.

- Velocidad crítica.

Es la velocidad media cuando el caudal es el crítico.

➤ **Pendiente crítica.**

Es el valor particular de la pendiente del fondo del canal, para la cual este conduce un caudal “Q” en régimen uniforme y con energía específica mínima, o sea, que en todas sus secciones se tiene el tirante crítico, formándose el flujo critico uniforme.

b) Flujo Subcrítico.

Son las condiciones en las que los tirantes son mayores que los críticos, las velocidades menores que las críticas y los números de Froude menores que 1. Es un régimen lento, tranquilo, fluvial, adecuado para canales principales o de navegación.

c) Flujo Supercrítico.

Son las condiciones hidráulicas en las que los tirantes son menores que los críticos, las velocidades mayores que las críticas y los números de Froude mayores que 1. Es un régimen rápido, torrencial, pero perfectamente estable, puede usarse en canales revestidos.

Según Villón (2015), describe que los tipos de flujo están claramente representados en la curva de energía específica (figura 1.12)

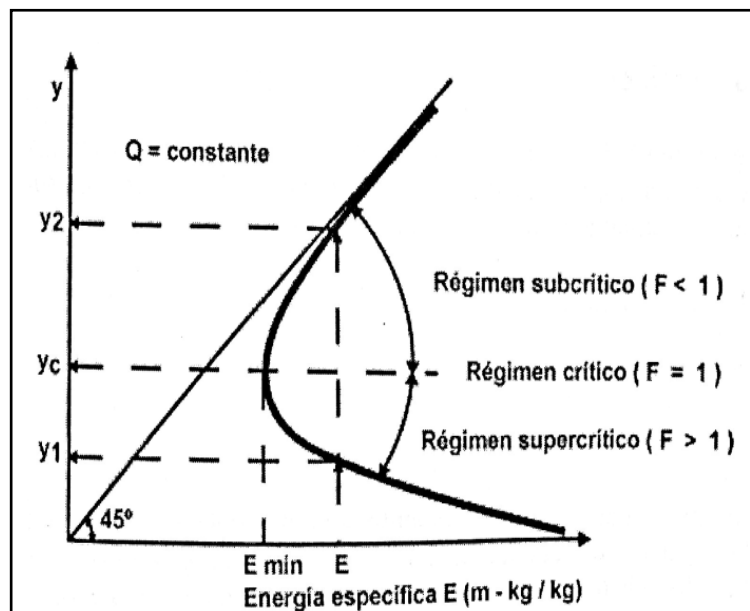


Figura 1.12. Tipos de flujos.

En la figura 1.12, la zona superior de la curva de energía específica corresponde al flujo subcrítico ($y_2 > y_c$) y la inferior al flujo supercrítico ($y_1 < y_c$).

Según Villón (2015), Resumiendo lo que se ha visto hasta aquí respecto al flujo crítico, las maneras que podrán usarse para establecerse el tipo de flujo en un canal son:

- Por medio de los tirantes:
Si $y < y_c$, el flujo es supercrítico o rápido
Si $y = y_c$, el flujo es critico
Si $y > y_c$, el flujo es subcritico o lento
- Por medio de la pendiente de fondo (S_f):
Si $S_f < S_c$, el flujo es subcritico o lento
Si $S_f = S_c$, el flujo es critico
Si $S_f > S_c$, el flujo es supercrítico o rápido
- Por medio del número de Fraude:
Si $F < 1$, el flujo es subcritico o lento
Si $F = 1$, el flujo es critico
Si $F > 1$, el flujo es supercrítico o rápido
- Por medio de las velocidades medias:
Si $V < V_c$, el flujo es subcritico o lento
Si $V = V_c$, el flujo es critico
Si $V > V_c$, el flujo es supercrítico o rápido

Según Villón (2015), menciona que, en relación con el efecto de la gravedad, el flujo puede ser crítico, sub crítico y supercrítico; la fuerza de gravedad se mide a través del número de fraude (F), que relaciona fuerza de inercia de velocidad con fuerza gravitatoria, definidas en este caso como:

$$F = \frac{V}{\sqrt{g * L}}$$

Donde:

V=velocidad media de la sección, en m/s

g= aceleración de la gravedad, en m/s²

L=longitud característica de la sección, en m

Según Villón (2015), menciona que, en los canales, la longitud característica viene dada por la magnitud de la profundidad media o tirante medio $\bar{y} = \frac{A}{T}$, con la cual se tiene:

$$F = \frac{V}{\sqrt{g * \bar{y}}} = \frac{V}{\sqrt{g * \frac{A}{T}}}$$

Según Villón (2015), especifica que, debido al número de fraude, el flujo puede ser:

- Flujo sub critico si $F < 1$, en este estado las fuerzas de gravedad se hacen dominantes, por lo que el flujo tiene baja velocidad, siendo tranquilo y lento. En este tipo de flujo, toda singularidad, tiene influencia hacia aguas arriba
- Flujo critico si $F = 1$, en este estado, las fuerzas de inercia y gravedad están en equilibrio
- Flujo supercrítico si $F > 1$, en este estado las fuerzas de inercia son más pronunciadas, por lo que el flujo tiene una gran velocidad, siendo rápido o torrentoso. En este tipo de flujo, toda singularidad, tiene influencia hacia aguas abajo.

Según Villón (2015), detalla que en la figura 1.13, se muestra un resumen de los diferentes tipos de flujos que se presentan en canales abiertos.

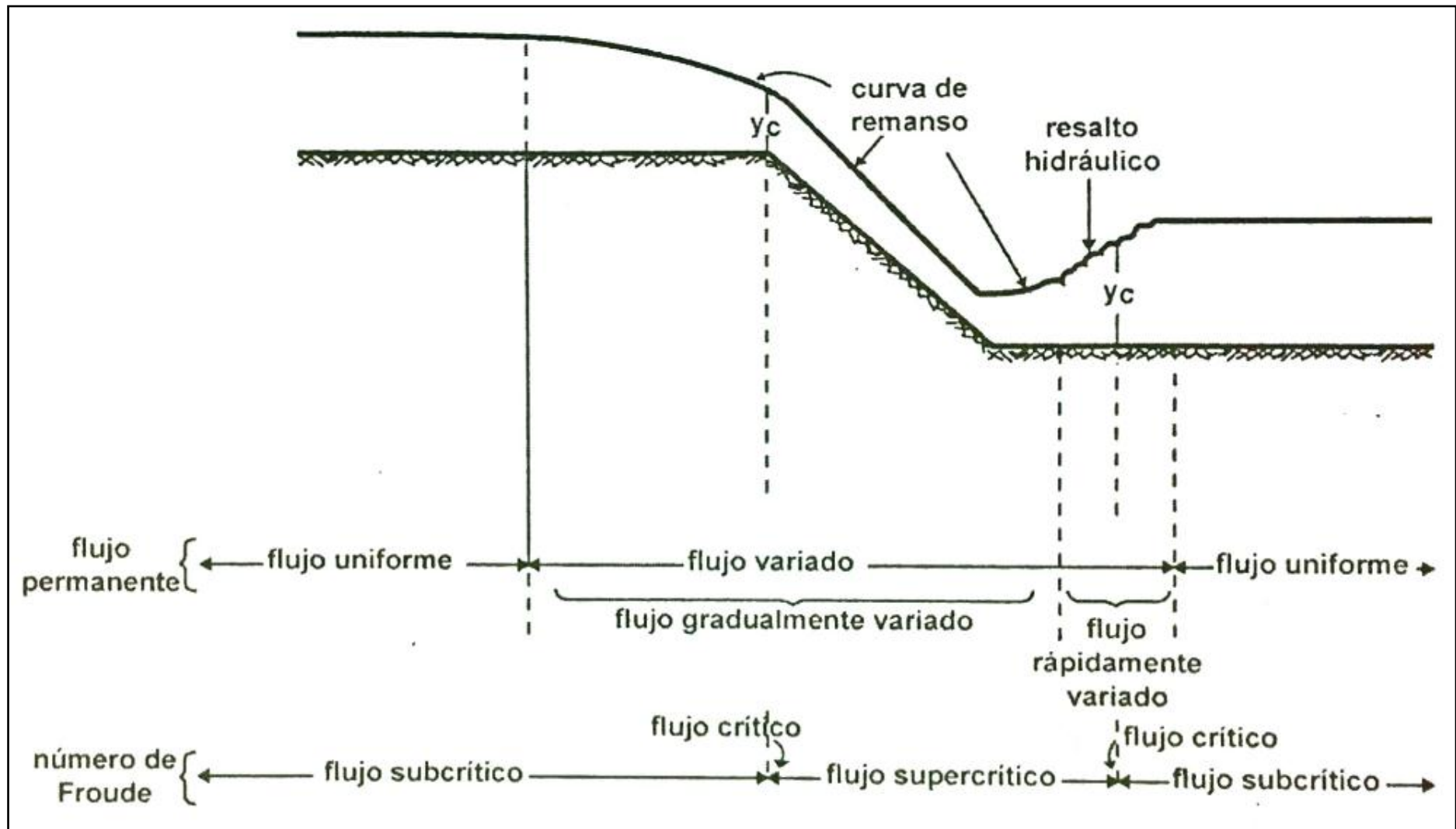


Figura 1.13. Tipos de flujos en canales abiertos

2.2.7. REGIMENES DE FLUJO

Según Chow (2004), en un canal abierto el efecto combinado de la viscosidad y de la gravedad pueden producir cualquiera de cuatro regímenes de flujo, las cuales son:

- a) Subcrítico – laminar, cuando F es menor que la unidad y Re está en el rango laminar.
- b) Supercrítico – laminar. Cuando F es mayor que la unidad y Re está en el rango laminar.
- c) Supercrítico – turbulento, cuando F es mayor que la unidad y Re está en el rango turbulento.
- d) Subcrítico – turbulento, cuando F es menor que la unidad y Re está en el rango turbulento.

Los primeros dos regímenes, subcrítico-laminar y supercrítico-laminar, no son frecuentes en la hidráulica aplicada a los canales abiertos, debido a que el flujo es generalmente turbulento en los canales considerados en problemas de ingeniería. Sin embargo, estos regímenes ocurren con frecuencia cuando existe una profundidad muy pequeña, lo cual es conocido como flujo en láminas y se vuelven significativos en problemas tales como la prueba en modelos hidráulicos, el estudio de flujo superficial sobre el terreno y el control de erosión para tales flujos (Chow,2004).

2.2.8. CANAL ABIERTO: CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO:

Según Pérez (2016), indica lo siguiente:

- Al realizar el diseño de un canal, generalmente son dados el caudal Q , que se desea conducir y la gradiente(s), de la que se dispone y que puede variar dentro de los límites. Conocemos el coeficiente de rugosidad (n), que dependerá del tipo de revestimiento que se escoja.
- La forma óptima de la sección, hidráulicamente hablando, es aquella que con una superficie mojada mínima conduzca el caudal máximo.

2.2.9. DISEÑO DE CANALES REVESTIDOS (NO EROSIONABLES).

Según Rodríguez (2008), describe que La mayor parte de los canales artificiales revestidos y contruidos pueden resistir la erosión de manera satisfactoria y, por consiguiente, se consideran no erosionables. Los canales artificiales no revestidos por lo general son erosionables, excepto aquellos excavados en cimentaciones firmes, como un lecho en roca.

En el diseño de canales artificiales no erosionables, factores como la velocidad permisible máxima y la fuerza tractiva permisible no hacen parte del criterio que debe ser considerado. El diseñador simplemente calcula las dimensiones del canal artificial mediante una ecuación de flujo uniforme y luego decide acerca de las dimensiones finales con base en la eficiencia hidráulica o reglas empíricas de sección óptima, aspectos prácticos constructivos y economía (Rodríguez, 2008).

Los factores que se consideran en el diseño son: la clase del material que conforma el cuerpo del canal, la cual determina el coeficiente de rugosidad; la velocidad mínima permisible, para evitar la deposición si el agua mueve limos o basuras; la pendiente del fondo del canal y las pendientes laterales; el borde libre; y la sección más eficiente, ya sea determinada hidráulica o empíricamente (Rodríguez, 2008).

a) MATERIAL Y REVESTIMIENTO NO EROSIONABLE:

Según Chow (2004), dice que Los materiales no erosionables utilizados para formar el revestimiento de un canal o el cuerpo de un canal desarmable, incluyen concreto, mampostería, acero, hierro fundido, madera, vidrio, plástico, etc. La selección de material depende sobre todo de la disponibilidad y el costo de este, el método de construcción y el propósito para el cual se utilizará el canal.

El propósito del revestimiento de un canal artificial, en la mayor parte de los casos, es prevenir la erosión, pero ocasionalmente puede ser el de evitar las pérdidas de agua por infiltración. En

canales artificiales revestidos, la velocidad máxima permisible, es decir, la velocidad máxima que no causará erosión, puede no considerarse siempre y cuando el agua no transporta arena, grava o piedras. Si van a existir velocidades muy altas sobre el revestimiento, sin embargo, debe recordarse que existe una tendencia en el agua que se mueve muy rápidamente de mover los bloques del revestimiento y empujarlos por fuera de su posición. Por consiguiente, el revestimiento debe diseñarse contra estas posibilidades (Chow, 2004)

b) CAUDAL (Q):

Villón (2015), menciona que, para el diseño de un canal a nivel parcelario, el caudal tiene que ser un dato de partida, que se puede calcular con base en el módulo de riego (Lts/Sg/Ha), la superficie que se va regar (Ha) y el caudal que resulte de las pérdidas por infiltración durante la conducción. En el caso de que el canal sirva para evacuar excedentes de las aguas pluviales, el caudal de diseño se calcula tomando en cuenta las consideraciones hidrológicas. En cualquiera de los casos, por lo general, lo que se busca es encontrar las dimensiones del canal, para conducir el caudal determinado de acuerdo con las necesidades de uso del proyecto, sea para riego, drenaje, hidroeléctrico, o uso poblacional.

c) VELOCIDAD:

Según Chow (2004), la velocidad mínima permisible o velocidad no sedimentante es la menor velocidad que no permite el inicio de la sedimentación y no induce el crecimiento de plantas acuáticas y de musgo. Esta velocidad es muy incierta y su valor exacto no puede determinarse con facilidad, Para aguas que no tengan carga de limos o para flujos previamente decantados, este factor tiene una pequeña importancia excepto por su efecto en el crecimiento de plantas. En general puede adoptarse una velocidad media de 0.61 a 0.91 m/s cuando el porcentaje de limos presente en el canal es pequeño, y una velocidad media no inferior a 0.76 m/s prevendrá el

crecimiento de vegetación que disminuiría seriamente la capacidad de transporte del canal.

Según Villón (2015), indica que la velocidad media se puede determinar por medio de la fórmula de Manning:

$$V = \frac{R^{\frac{2}{3}}}{n} \times S^{1/2}$$

También menciona que la velocidad en los canales varía en un amito cuyos límites son: La velocidad mínima, -que no produzca depósitos de materiales sólidos en suspensión (sedimentación)-, y la máxima, -que no produzca erosión en las paredes y el fondo del canal-. Las velocidades superiores a los valores máximos permisibles, modifican la rasante y crean dificultades en el funcionamiento de las estructuras del canal. A la inversa, la sedimentación debida a velocidades muy bajas, provoca por embancamiento y disminución de la capacidad de conducción, y origina mayores gastos de conservación.

La tabla 1.1, proporciona el rango de velocidades máximas recomendada, en función de las características del material en el cual están alojados (Villón 2015).

TABLA 1.1. VELOCIDADES MÁXIMAS RECOMENDADAS EN FUNCIÓN DE LAS CARACTERÍSTICAS DE LOS SUELOS

Características de los suelos	Velocidades máximas (m/sg)
Canales en tierra franca	0,60
Canales en tierra arcillosa	0,90
Canales revestidos con piedra y mezcla simple	1,00
Canales con mampostería de piedra y concreto	2,00
Canales revestidos con concreto	3,00
Canales en roca:	
Pizarra	1,25
Areniscas consolidadas	1,50
Roca dura, granito, etc.	3 a 5
<p><u>NOTA:</u> Resulta practico durante los cálculos, no darse valores de velocidades, sino chequearlos, ya sea aplicando la fórmula de Manning o la ecuación de continuidad, de tal manera que los resultados obtenidos estén dentro del rango recomendado.</p>	

Según Wendor (1993), surgen los siguientes valores para la velocidad:

Velocidad mínima permitida (V_{\min}):

- En canales revestidos, para evitar la sedimentación del escaso limo del agua 0.60 - 0.90 m/s
- En canales de tierra, para evitar el crecimiento de plantas 0.70 - 0.75 m/s

Velocidad máxima permitida (V_{\max}). Para los canales revestidos este parámetro podría ser pasado por alto, pero hay que tener presente que las velocidades muy altas (del orden de los 6 m/s) pueden levantar las piedras o los bloques del revestimiento. Para los canales de tierra sí es necesario tener en cuenta la velocidad máxima permitida.

Según Sviatoslav (1986), presenta la siguiente tabla:

TABLA 1.2. VELOCIDADES MÁXIMAS NO EROSIVAS EN HORMIGÓN EN FUNCIÓN DE SU RESISTENCIA.

Resistencia en Kg/cm ²	Profundidad en metros				
	0.5	1	3	5	10
50	9.6	10.6	12.3	13	14.1
75	11.2	12.4	14.3	15.2	16.4
100	12.7	12.7	16	17	18.3
150	14	14	18	19.1	20.6
200	15.6	15.6	20	21.2	22.9

d) PENDIENTES DE CANAL:

Según Chow (2004), La pendiente longitudinal (m/m); del fondo de un canal por lo general está dada por la topografía y por la altura de energía requerida para el flujo de agua. En muchos casos, la pendiente también depende del propósito del canal; por ejemplo, los canales utilizados para la distribución de agua, como los utilizados en irrigación, abastecimientos de agua, minería hidráulica y proyectos hidroeléctricos requieren un alto nivel en el punto de entrega. Por tanto, es conveniente una pendiente pequeña para mantener en el mínimo posible las pérdidas en elevación.

Según Mott (2013), señala que la pendiente “S” de un canal se expresa de modos diferentes. En forma ideal, se define como la relación de la caída vertical h a la distancia horizontal en que ocurre dicha caída. Para pendientes pequeñas, comunes en el flujo en canales abiertos, es más práctico utilizar h/L , donde L es la longitud del canal, lo normal es que la magnitud de la pendiente de los cauces naturales y estructuras de drenaje sea muy pequeña, con un valor común de 0.001. Este número también se expresa como porcentaje, Donde $0.001=0.1\%$. Debido a que $\text{Sen}\theta = h/L$, también puede emplearse el ángulo que forma el fondo del canal con la horizontal. En resumen, es posible expresar una pendiente de 0.001 así:

- El canal desciende 1m por cada 1000 m que avanza.
- La pendiente es de 0.1%.
- $\text{Sen}\theta = 0.001$. Entonces, $\theta = \sin^{-1}(0.001) = 0.057^\circ$.

Debido a que el ángulo es tan pequeño, rara vez se emplea como media de la pendiente.

Según Villón (2015), menciona que la pendiente debe ser aquella que de valores para la velocidad a fin que no causen erosión del material en el que está alojado el canal, ni favorezca el depósito de azolve.

e) BORDE LIBRE:

- Según Chow (2004), El borde libre de un canal es la distancia vertical desde la parte superior del canal hasta la superficie del agua en la condición de diseño. Esta distancia debe ser lo suficientemente grande para prevenir que ondas o fluctuaciones en la superficie del agua causen reboses por encima de los lados. Este factor se vuelve muy importante en especial en el diseño de canaletas elevadas, debido a que la subestructura de estos puede ponerse en peligro por cualquier rebose.
- Según Rodríguez (2008), menciona que no existe una regla universalmente aceptada para el cálculo del borde libre, debido a que la acción de las ondas o fluctuaciones en la superficie del agua en un canal puede crearse por muchas causas

incontrolables Como el movimiento del viento y la acción de las mareas, también pueden inducir ondas altas que requieren una consideración especial en el diseño.

- Según Villón (2015), describe que una práctica corriente para canales en tierra, es dejar un borde libre o resguardo igual a un tercio del tirante, es decir:

$$B.L. = y/3.$$

Mientras que, para canales revestidos, el bordo libre puede ser la quinta parte del tirante:

$$B.L. = y/5$$

Existen también otros criterios para designar el valor del bordo libre:

- En relación al caudal se tiene:

CAUDAL (m ³ /sg)	Bordo libre (m)
Menor que 0.50	0.30
Mayores que 0.50	0.40

- En relación al ancho de solera se tiene:

Ancho de solera (m)	Bordo libre (m)
Hasta 0.80	0.40
De 0.80 a 1.50	0.50
De 1.50 a 3.00	0.60
De 3.00 a 20.00	1.00

f) **COEFICIENTE DE RUGOSIDAD (n):**

Según Villón (2015), menciona que, en forma práctica, los valores del coeficiente de rugosidad que se usa para el diseño de canales revestidos de concreto se usan valores comprendidos entre 0.013 y 0.015.

Según Rocha (2007), hace referente que los valores del coeficiente de rugosidad son los de Kutter (tabla 1.3), los mismos que se utilizan en la fórmula de Ganguillet – Kutter.

SUPERFICIE	n
Superficie metálica, lisa, sin pintar	0.012
Superficie metálica, lisa, pintada	0.013
Superficie metálica, corrugada	0.025
Cemento liso	0.011
Mortero de cemento	0.013
Madera cepillada	0.012
Madera sin cepillar	0.013
Tablones sin cepillar	0.014
Concreto liso	0.013
Concreto bien acabado, usado	0.014
Concreto frotachado	0.015
Concreto sin terminar	0.017
Gunita(sección bien terminada)	0.019
Gunita(sección ondulada)	0.022
Superficie asfáltica lisa	0.013
Superficie asfáltica rugosa	0.016
Tierra, limpia, sección nueva	0.018
Tierra, limpia, sección antigua	0.022
Tierra gravosa	0.025
Tierra, con poca vegetación	0.027
Tierra, con vegetación	0.035
Tierra, con piedras	0.035
Tierra, con pedrones	0.040
Para secciones circulares (trabajando como canal)	
Metal, liso	0.010
Acero soldado	0.012
Acero riveteado	0.016
Fierro fundido	0.013 - 0.014
Cemento	0.011 - 0.013
Vidrio	0.010

TABLA 1.3. VALORES DEL COEFICIENTE “n” DE KUTTER QUE GENERALMENTE SE USA EN LOS DISEÑOS.

g) ANCHO DE LA SOLERA (b):

Según Villón (2015), especifica que resulta muy útil para cálculos posteriores fijar de antemano un valor para el ancho de solera, plantilla o base, lo cual se pueden manejar con facilidad las fórmulas para calcular el tirante. Una fórmula práctica de fijar el ancho de la solera, se basa en el caudal, y se muestra en la tabla 1.4.

TABLA 1.4 ANCHO DE SOLERA EN FUNCION DEL CAUDAL

CAUDAL Q (M3/SG)	ANCHO DE SOLERA b (m)
Menor de 0.100	0,30
Entre 0,100 y 0,200	0,50
Entre 0,200 y 0,400	0,75
Mayor de 0,400	1,00

h) PROFUNDIDAD TOTAL (H):

Según Villón (2015), la profundidad total del canal, se encuentra una vez conocido el tirante de agua y el bordo libre, es decir:

$$H = y + B.L.$$

En forma práctica, para su construcción esta profundidad total se suele redondear, asumiendo su variación el valor del bordo libre (Villón, 2015).

2.2.12. ENERGÍA ESPECÍFICA

- Según Rodríguez (2008), indica que la energía específica se define como la cantidad de energía por unidad de peso es decir por kilogramo de agua que fluye a través de la sección de canal, medida con respecto al fondo del canal.
- Según Villón (2015), señala que La ecuación de Bernoulli, para una sección del canal es:

$$E = Z + y + \alpha \left(\frac{V^2}{2g} \right)$$

Donde $z=0$ (ya que el nivel de referencia es el fondo del canal obteniéndose la ecuación de la energía específica:

$$E = y + \alpha \left(\frac{V^2}{2g} \right) \dots\dots (1.2)$$

El concepto de energía específica, fue introducido por Boris a. Bakhmetteff en 1912 y mediante su adecuada consideración se puede resolver los más complejos problemas de transiciones cortas, en las que los efectos de rozamiento son despreciables. En (1.2), considerando $\alpha = 1$, se tiene:

$$E = y + \left(\frac{V^2}{2g} \right) \dots\dots (1.3)$$

Pero, de la ecuación de continuidad, para un canal de cualquier forma, se tiene:

$$V = \frac{Q}{A}$$

Sustituyendo en (1.3) en (1.2), resulta:

$$E = y + \left(\frac{Q^2}{2gA^2} \right)$$

Suponiendo que Q es constante y A es función del tirante, la energía específica es función únicamente del tirante.

II). RESPECTO AL DRENAJE SUPERFICIAL

2.2.13. HIDROLOGÍA SUPERFICIAL:

Según Sánchez (s.f.). Menciona que uno de los objetivos principales de la hidrología superficial es calcular la esorrentía que se va a generar si se produce una precipitación determinada.

2.2.14. CAUDALES MÁXIMOS:

Según Villón (2011), menciona que el caudal máximo sirve Para diseñar:

- Las dimensiones de un cauce
- Sistema de drenaje.
 - Agrícola
 - Aeropuerto
 - Ciudad
 - Carretera
- Muros de encauzamiento para proteger ciudades y plantaciones
- Alcantarillas
- Vertedores de demasías
- Luz en puentes

Se debe calcular o estimar el caudal de diseño, que, para esos casos, son los caudales máximos. La magnitud del caudal de diseño, es función directo del periodo de retorno que se le asigne, el que a su vez depende de la importancia de la obra y de la vida útil de esta (Villón, 2011).

2.2.15. PERIODO DE RETORNO DE UNA AVENIDA:

Villón (2011), especifica que, para el caso de un caudal de diseño, el periodo de retorno se define, como el intervalo de tiempo dentro del cual un evento de magnitud Q , puede ser igualado o excedido por lo menos una vez en promedio.

Villón (2011), indica que si un evento igual o mayor a Q, ocurre una vez en T años, su probabilidad de ocurrencia P, es igual a 1 en T casos, es decir:

$$P = \frac{1}{T} \text{ ó } T = \frac{1}{P}$$

Donde:

P: probabilidad de ocurrencia de un caudal Q

T= periodo de retorno

La definición anterior permite el siguiente desglose de relaciones de probabilidades:

❖ La probabilidad de que Q ocurra en cualquier año:

$$P = \frac{1}{T}$$

❖ La probabilidad de que Q no ocurra en cualquier año; es decir, la probabilidad de ocurrencia de un caudal < Q

$$\bar{P} = 1 - P$$

$$\bar{P} = 1 - \frac{1}{T}$$

❖ Si se supone que la no ocurrencia de un evento en un año cualquiera, es independiente de la no ocurrencia del mismo, en los años anteriores y posteriores, entonces la probabilidad de que el evento no ocurra en n años sucesivamente es:

$$\underbrace{\bar{P} \cdot \bar{P} \dots \bar{P}}_{n \text{ factores}} = \bar{P}^n = \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n$$

❖ La probabilidad de que el evento, ocurra al menos una vez en “n” años sucesivamente, es conocida como riesgo o falla R, y se presenta por:

$$R = 1 - \bar{P}^n$$

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n \dots\dots\dots (1.4)$$

Con el parámetro riesgo, es posible determinar cuáles son las implicaciones, de seleccionar un periodo de retorno dado de una obra, que tiene una vida útil de “n” años (Villón, 2011).

Villón (2011), menciona que en la tabla 1.5, se muestran periodos de retorno recomendados para estructuras menores, la misma que permite tener una idea de los rangos de variaciones, siempre y cuando no se pueda aplicar la ecuación (1.4).

TABLA 1.5. PERIODO DE RETORNO DE DISEÑO RECOMENDADO PARA ESTRUCTURAS MENORES

TIPO DE ESTRUCTURAS	PERIODO DE RETORNO (años)
Puente sobre carretera importante	50 -100
Puente sobre carretera menos importante o alcantarillas sobre carretera importante	25
Alcantarillas sobre caminos secundario	5 – 10
Drenaje lateral de los pavimentos, donde puede tolerarse encharcamiento con lluvia de corta duración	1 – 2
Drenaje de aeropuertos	5
Drenaje urbano	2 – 10
Drenaje agrícola	5 – 10
Muros de encauzamiento	2 – 50*

*puede aumentar si estas obras protegen poblados de importancia.

2.2.16. MÉTODOS EMPÍRICOS:

Según Villón (2011), menciona que existe una gran variedad de métodos empíricos, en general todos se deriva del método racional. Debido a su sencillez, los métodos empíricos tienen gran difusión, pero pueden involucrar grandes errores, ya que el proceso de escurrimiento, es muy complejo como para resumirlo en una fórmula de tipo directo, en la que solo intervienen el área de la cuenca y un coeficiente de escurrimiento.

❖ Método racional

- Según Sánchez (s.f.). Hace referencia de que recibe este nombre la primera aproximación, la más sencilla, para evaluar el caudal que producirá una precipitación.
- Según Villón (2011), describe que el uso de este método, tienen una antigüedad de más de 100 años, se ha generalizado en todo el mundo. En mayo de 1989, la universidad de Virginia, realizó una conferencia internacional, en conmemoración del centenario de la fórmula racional. El método puede ser aplicado a pequeñas cuencas de drenaje agrícola, aproximadamente si no exceden a 1300 has o 13 km². En el método racional, se supone que la máxima escorrentía ocasionada por una lluvia, se produce cuando la duración de esta es igual al tiempo de concentración (t_c). Cuando así ocurre, toda la cuenca contribuye con el caudal en el punto de salida. Si la duración es mayor que el t_c , contribuye así mismo toda la cuenca, pero en ese caso la intensidad de la lluvia es menor, por ser mayor su duración y, por tanto, también es menor el caudal.

Si la duración de la lluvia es menor que el t_c , la intensidad de la lluvia es mayor, pero en el momento en el que acaba la lluvia, el agua caída en los puntos más alejados aún no ha llegado a la salida; solo contribuye una parte de la cuenca a la escorrentía, por lo que el caudal será menor.

Aceptando este planteamiento, el caudal máximo se calcula por medio de la siguiente expresión, que representa la fórmula racional:

$$Q = \frac{C * I * A}{360}$$

Donde:

Q= caudal máximo, m³/sg

C= coeficiente de escorrentía, que depende de la cobertura vegetal, pendiente y el tipo de suelo, sin dimensiones.

I= la intensidad máxima de la lluvia, para una duración igual al tiempo de concentración, y para un periodo de retorno dado, en mm/ hr.

A= área de la cuenca, en has.

El coeficiente 1/360 corresponde a la transformación de unidades.

Para el caso en el que el área de la cuenca este expresado en km² la fórmula es:

$$Q = \frac{C * I * A}{3.6}$$

Siendo los demás parámetros con la misma unidad.

A continuación, se indican los distintos factores de esta fórmula:

a) TIEMPO DE CONCENTRACIÓN (t_c):

- Según Sánchez (s.f.). Hacer referencia que el tiempo de concentración también puede definirse como el tiempo mínimo necesario para que todos los puntos de la superficie de la cuenta contribuyan simultáneamente al caudal recibido en la salida. Efectivamente, si el tiempo es un poco menor, cuando lleguen las gotas caídas en los puntos más alejados, la superficie próxima a la salida ya no está aportando escurrimiento.
- Según Villón (2011), especifica que se denomina tiempo de concentración, al tiempo transcurrido, desde que una gota de agua cae, en el punto más alejado de la cuenca hasta que llega a la salida de ésta (estación de aforo). Este tiempo es función de ciertas características geográficas y topográficas de la cuenca. El tiempo de concentración debe incluir los escurrimientos sobre terrenos, canales, cunetas y los recorridos sobre la misma estructura que se diseña. Todas aquellas características de la cuenca tributaria, tales como dimensiones, pendiente, vegetación, y otras en menor grado, hacen variar el tiempo de

concentración. Existen varias formas de hallar el tiempo de concentración t_c , de una cuenca, pero para este caso usaremos:

❖ EL MÉTODO DE KIRPICH

La fórmula para el cálculo del tiempo de concentración es:

$$t_c = 0.0195K^{0.77}$$

Donde:

$$K = \frac{L}{\sqrt{S}}$$

$$S = \frac{H}{L}$$

Luego:

$$K = \frac{L * L^{1/2}}{H^{1/2}}$$

$$K = \frac{L^{3/2}}{H^{1/2}}$$

$$t_c = 0.0195 \left(\frac{L^{3/2}}{H^{1/2}} \right)^{0.77}$$

$$t_c = 0.0195 \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0.385}$$

Donde:

t_c = tiempo de concentración, en min.

L = máxima longitud del recorrido, en m.

H = diferencia de elevación entre los puntos extremos del cauce principal, en m.

b) DETERMINACIÓN DE LA TORMENTA DE DISEÑO:

Según el Ministerio de transporte y comunicaciones (2011), menciona que uno de los primeros pasos en muchos proyectos de diseño es la determinación del evento de lluvia a usar.

Una tormenta de diseño es un patrón de precipitación definido para utilizarse en el diseño de un sistema hidrológico. Usualmente la tormenta de diseño conforma la entrada al sistema, y los caudales resultantes a través de éste se calculan utilizando procedimientos de lluvia-escorrentía y tránsito de caudales. Una tormenta de diseño puede definirse mediante un valor de profundidad de precipitación en un punto, mediante un hietograma de diseño que especifique la distribución temporal de la precipitación durante una tormenta (Ministerio de transporte y comunicaciones, 2011).

Las tormentas de diseño pueden basarse en información histórica de precipitación de una zona o pueden construirse utilizando las características generales de la precipitación en regiones adyacentes. Su aplicación va desde el uso de valores puntuales de precipitación en el método racional para determinar los caudales picos en alcantarillados de aguas lluvias y alcantarillas de carreteras y sistema de drenaje (Ministerio de transporte y comunicaciones, 2011).

Según el Ministerio de transporte y comunicaciones (2011), menciona que para la determinación de la tormenta de diseño sería recomendable contar con información obtenida a través de un pluviógrafo, ya que este equipo provee información instantánea, sin embargo, la mayoría de estaciones de medición de precipitaciones solo cuentan con pluviómetros que solo proveen de valores medios.

b.1.-RELACIONES INTENSIDAD-DURACION-FRECEUNCIA:

Chow (1994), menciona que uno de los primeros pasos que debe seguirse en muchos proyectos de diseño hidrológico, como el diseño de un drenaje urbano, o de riego es la determinación del evento o los eventos de lluvia que deben usarse. La forma más común de hacerlo es utilizar una tormenta de diseño o un evento

que involucre una relación entre intensidad de lluvia o (profundidad), la duración y las frecuencias o periodo de retorno apropiados para la obra y el sitio.

Chow (1994), indica que la intensidad es la tasa temporal de precipitación, es decir, la profundidad por unidad de tiempo de (mm/h). Puede ser la intensidad instantánea o la intensidad promedio sobre la duración de la lluvia. Comúnmente se utiliza la intensidad promedio, que puede expresarse como:

$$i = \frac{P}{T_d}$$

Donde:

P: es a profundidad de lluvia (mm).

T_d: Es la duración, dada usualmente en horas. La frecuencia se expresa en función del periodo de retorno, T, que es el intervalo de tiempo promedio entre evento de precipitación que igualan o exceden la magnitud de diseño.

b.2) CURVAS INTENSIDAD-DURACIÓN-PERODO DE RETORNO (I-D-T):

- Según Aparicio (1992), menciona que, por otra parte, sería poco económico y poco ético aceptar un riesgo alto de falla del vertedor de una presa grande situada aguas arriba en una ciudad importante, pues esta falla tendría consecuencias desastrosas, mientras que en el ejemplo del aeropuerto una insuficiencia del drenaje no ocasionaría más que algunas molestias a los usuarios. Sin embargo, al menos en lo que a la teoría estadística respecta, no es posible tener una seguridad del 100% de que no exista ninguna avenida cuyas dimensiones hagan insuficiente el vertedor de la presa, sino que sólo se puede hablar de aceptar un riesgo pequeño. La magnitud de este riesgo aceptable depende del balance entre el costo de la obra y el de los daños que se producirían al verificarse una falla, y para poder determinar cuál es el riesgo que se corre al

proponer los parámetros de diseño de la obra, es necesario analizar estadísticamente los datos hidrológicos recabados en la zona en estudio.

Estos datos son fundamentalmente de dos tipos: escurrimientos y precipitaciones. Un análisis del primer tipo de datos tendría como resultado directo un parámetro de diseño, que es el gasto máximo, mientras que el segundo proporcionaría datos con los cuales sería necesario alimentar un modelo de la relación lluvia-escurrimiento, para obtener una avenida de diseño. En este ítem se estudiará sólo parte del análisis estadístico de precipitaciones, que se refiere a las curvas intensidad-duración-periodo de retorno, y todo lo referente a escurrimientos no es de interés para el informe de tesis (Aparicio, 1992).

- Breña y Jacobo (2006), menciona que las curvas intensidad-duración-periodo de retorno se pueden obtener por métodos probabilísticos o de regresión lineal múltiple. Es necesario con anticipación determinar el periodo de retorno de los datos, el cual se define como el intervalo promedio de tiempo dentro del cual un evento de magnitud dada “X” puede ser igualado o excedido por lo menos una vez en promedio.
- Según el Ministerio de transporte y comunicaciones (2011), las curvas intensidad – duración – frecuencia son un elemento de diseño que relacionan la intensidad de la lluvia, la duración de la misma y la frecuencia con la que se puede presentar, es decir su probabilidad de ocurrencia o el periodo de retorno.

Para determinar estas curvas IDF se necesita contar con registros pluviográficos de lluvia en el lugar de interés y seleccionar la lluvia más intensa de diferentes duraciones en cada año, con el fin de realizar un estudio de frecuencia con cada una de las series así formadas. Con los valores seleccionados se forman series anuales para cada una de las duraciones elegidas. Estas series anuales están formadas eligiendo, en cada año del registro, el mayor valor observado

correspondiente a cada duración, obteniéndose un valor para cada año y cada duración. Cada serie se somete a un análisis de frecuencia, asociando modelos probabilísticos. Así se consigue una asignación de probabilidad para la intensidad de lluvia correspondiente a cada duración, la cual se representa en un gráfico único de intensidad vs. Duración, teniendo como parámetro el período de retorno.

- De lo antes mencionado Chow (1994), indica que usualmente los datos se presentan en forma gráfica, con la duración en el eje horizontal y la intensidad en el eje vertical, mostrando una serie de curvas, para cada uno de los periodos de retorno de diseño, tal como se muestra en la figura 1.14.

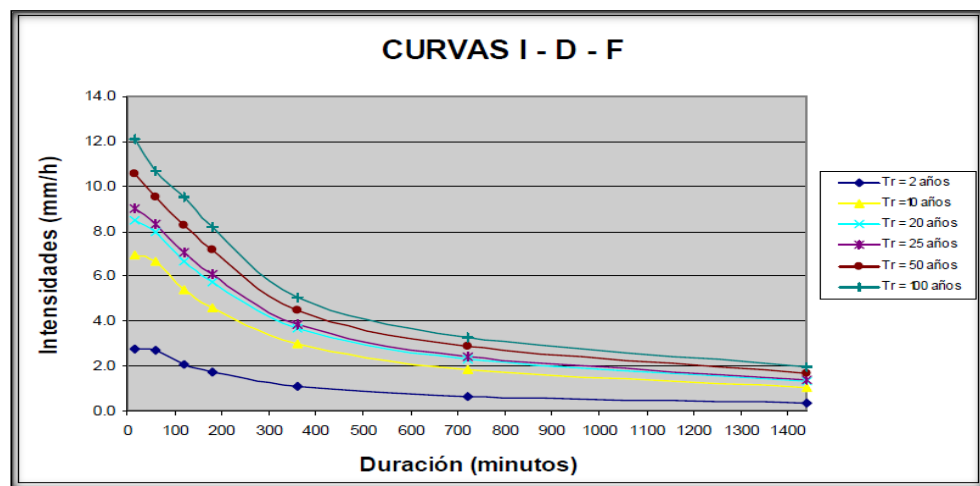


Figura 1.14 ejemplo curvas intensidad –duración-frecuencia para lluvia máxima (Ministerio de transporte y comunicaciones, 2011).

- Wendor (1989), describe lo siguiente:

Intensidad: Se mide en mm/h. y su valor varía durante la tormenta

Duración: Se mide en minutos o en horas. Es el tiempo transcurrido entre el comienzo y el fin de la tormenta.

Periodo de duración: Es un concepto importante. Es un periodo de tiempo dentro de la duración de la tormenta. Se escogen periodos de duración típicos. Por ejemplo: 10min, 30min, 60min, 120min, 240min. Lo que se busca, como veremos, son las intensidades máximas para estos periodos de duración.

Frecuencia: Aclaremos este concepto mediante un ejemplo. Una tormenta de frecuencia 1/15 significa que es probable que

se presente, como término medio, una vez cada 15 años, los 15 años vienen a constituir el tiempo de retorno o periodo de retorno de dicha tormenta.

b.3.- MÉTODOS PARA LA DETERMINACIÓN DE LAS CURVAS I-D-T (método de regresión lineal múltiple):

- Según el Ministerio de transporte y comunicaciones (2011), menciona que las curvas de intensidad – duración – frecuencia también pueden expresarse como ecuaciones con el fin de evitar la lectura de la intensidad de lluvia de diseño en una gráfica. También describe que, en nuestro país, debido a la escasa cantidad de información pluviográfica con que se cuenta, difícilmente pueden elaborarse estas curvas. Ordinariamente solo se cuenta con lluvias máximas en 24 horas, por lo que el valor de la Intensidad de la precipitación pluvial máxima generalmente se estima a partir de la precipitación máxima en 24 horas. Para el caso que no se cuente con registros pluviográficos que permitan obtener las intensidades máximas, estas pueden ser calculadas mediante la metodología de “Dick Peschke (Guevara, 1991)” que relaciona la duración de la tormenta con la precipitación máxima en 24 horas. La expresión es la siguiente:

$$P_d = P_{24h} \left(\frac{d}{1440} \right)^{0.25}$$

Donde:

P_d = precipitación total (mm).

d = duración en minutos.

P_{24h} = precipitación máxima en 24 horas (mm).

La intensidad se halla dividiendo la precipitación P_d entre la duración.

- Según la sociedad Estándares de Ingeniería para Agua y Suelo (s.f.), menciona que para determinar las curvas IDF es a través de una forma analítica propuesta por “Aparicio en

1997". Donde el autor plantea la alternativa de obtener una ecuación que genere las curvas IDF a través de un modelo de regresión lineal, de modo de extrapolar la ecuación generada, a zonas que carezcan de registros pluviográficos y que se encuentren relativamente cerca. Por lo que, se procede a analizar el comportamiento de las variables involucradas en este estudio, relacionando simultáneamente las tres variables en una familia de curvas, para lo cual se utiliza la ecuación (1.5) propuesta por "Aparicio en 1997", la cual ha sufrido una pequeña modificación, que es:

$$I = \frac{K * T^m}{D^n} \dots \dots \dots (1.5)$$

Dónde: (k, m y n) son constantes característicos de la zona de estudio que se calculan mediante un análisis de regresión (correlación) lineal múltiple, donde "T" es el período de retorno en años, "D" la duración en minutos de la precipitación equivalente al tiempo de concentración, e "I" la intensidad de precipitación máxima en mm/hr. Luego, aplicando los logaritmos a la ecuación (1.5) propuesta se pretende llegar a la forma de un modelo de regresión lineal múltiple y cuyo modelo se expresa en la ecuación (1.6):

$$\log I = \log K + m \log T - n \log D$$

$$y = a_0 + a_1 X_1 + a_2 X_2 \dots \dots \dots (1.6)$$

$$y = \log I \quad a_0 = \log k$$

$$X_1 = \log T \quad a_1 = m$$

$$X_2 = \log D \quad a_2 = -n$$

- Según Aparicio (1992), especifica que, al hacer un ajuste de correlación lineal múltiple de una serie de tres tipos de datos, para obtener las ecuaciones normales, del modelo lineal de la ecuación (1.6), como es para el caso de dos variables dependiente, x_1 y x_2 , es:

$$\sum Y = a_0 n + a_1 \sum (X_1) + a_2 \sum (X_2)$$

$$\sum (X_1 Y) = a_0 \sum (X_1) + a_1 \sum (X_1)^2 + a_2 \sum (X_1 X_2)$$

$$\sum (X_2 Y) = a_0 \sum (X_2) + a_1 \sum (X_1 X_2) + a_2 \sum (X_2)^2$$

Dónde: n es el número de datos y las incógnitas son a_0 , a_1 y a_2 ; X_1 , X_2 y Y son, respectivamente, los logaritmos del periodo de retorno, la duración y la intensidad, obtenidos de un registro de precipitación. Una vez calculada los coeficientes a_0 , a_1 y a_2 es posible obtener los parámetros k , m y n de la ecuación (1.5).

- Según el Ministerio de transporte y comunicaciones (2011), menciona que Las curvas de intensidad-duración-frecuencia, se han calculado Indirectamente, mediante la ecuación (1.5). Además, La duración de la lluvia de diseño es igual al tiempo de concentración (t_c) para el área de drenaje en consideración, dado que la escorrentía alcanza su pico en el tiempo de concentración, cuando toda el área está contribuyendo al flujo en la salida.
- Dentro de la elaboración de la curva I.D.T. Según Villón (2011), especifica que la expresión más común para estimar el periodo de retorno, a partir de valores de datos, es la desarrollada por “Weibull (1939)”, dada por:

$$T_r = \frac{n+1}{m} \dots\dots\dots (1.7)$$

Donde

- T_r ; es el periodo de retorno en años;
- n ; el número total de datos de la muestra a analizar (en este caso número de años)
- m ; el valor de rango de cada valor (número de orden)
- Según Breña y Jacobo (2006), mencionan que el valor de rango se obtiene de los datos de altura de lluvia o de intensidad que han sido acomodados de mayor a menor, si es análisis de máximos, Una vez obtenidos los valores máximos por cada duración y por año, entonces se acomodan de mayor a menor, asignando al valor más grande el rango 1, y al menor el rango n . Una vez asignado el rango de cada evento, se procede a estimar el periodo de retorno con el apoyo de la expresión (1.7).

c) DETERMINACIÓN DEL COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA (C):

- Villón (2011), describe que la escorrentía, es decir, el agua que llega al cauce de evacuación, representa una fracción de la precipitación total, A esa fracción se le denomina coeficiente de escorrentía que no tiene dimensiones y se representa por la letra C.

$$C = \frac{V \text{ escorrentia superficial total}}{V \text{ precipitacion total}}$$

El valor de C depende de factores topográficos, edafológicos, cobertura vegetal, etc.

Villón (2011), en la tabla 1.6, se presentan valores del coeficiente de escorrentía en función de la cobertura vegetal, pendiente y textura:

Tabla 1.6. Valores del coeficiente de escorrentía.

Tipo de vegetación	Pendiente (%)	TEXTURA		
		Franco arenosa	Franco arcillalimosa Franco limosa	Arcillosa
Forestal	0 – 5	0.10	0.30	0.40
	5 – 10	0.25	0.35	0.50
	10 – 30	0.30	0.50	0.60
Praderas	0 – 5	0.10	0.30	0.40
	5 – 10	0.15	0.35	0.55
	10 – 30	0.20	0.40	0.60
Terrenos cultivados	0 – 5	0.30	0.50	0.60
	5 – 10	0.40	0.60	0.70
	10 – 30	0.50	0.70	0.80

- Según el Ministerio de transporte y comunicaciones (2011), presenta la siguiente tabla:

TABLA 1.7. Coeficientes de escorrentía método racional

COBERTURA VEGETAL	TIPO DE SUELO	PENDIENTE DEL TERRENO				
		PRONUNCIADA	ALTA	MEDIA	SUAVE	DESPRECIABLE
		> 50%	> 20%	> 5%	> 1%	< 1%
Sin vegetación	Impermeable	0,80	0,75	0,70	0,65	0,60
	Semipermeable	0,70	0,65	0,60	0,55	0,50
	Permeable	0,50	0,45	0,40	0,35	0,30
Cultivos	Impermeable	0,70	0,65	0,60	0,55	0,50
	Semipermeable	0,60	0,55	0,50	0,45	0,40
	Permeable	0,40	0,35	0,30	0,25	0,20
Pastos, vegetación ligera	Impermeable	0,65	0,60	0,55	0,50	0,45
	Semipermeable	0,55	0,50	0,45	0,40	0,35
	Permeable	0,35	0,30	0,25	0,20	0,15
Hierba, grama	Impermeable	0,60	0,55	0,50	0,45	0,40
	Semipermeable	0,50	0,45	0,40	0,35	0,30
	Permeable	0,30	0,25	0,20	0,15	0,10
Bosques, densa vegetación	Impermeable	0,55	0,50	0,45	0,40	0,35
	Semipermeable	0,45	0,40	0,35	0,30	0,25
	Permeable	0,25	0,20	0,15	0,10	0,05

III). RESPECTO AL ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

2.2.17. PRESIÓN LATERAL DE TIERRA:

Braja (2013), describe que las estructuras de retención, tales como muros de contención, muros de sótano y mamparas, se encuentran comúnmente en las técnicas de cimentación, y pueden soportar las bajadas de las masas de tierra. Un diseño adecuado y la construcción de estas estructuras requieren un conocimiento profundo de las fuerzas laterales que actúan entre las estructuras de contención y las masas de suelo que será retenido. Estas fuerzas laterales son causadas por la presión lateral de tierra. En general, la presión lateral de tierra se puede dividir en tres categorías principales, dependiendo de la naturaleza del movimiento de la estructura de contención. Ellas son:

- Presión de reposo
- Presión activa
- Presión pasiva

a) **EMPUJE ACTIVO:**

Torres (2008), describe que cuando la parte superior de un muro o estribo se mueve suficientemente como para que se pueda desarrollar un estado de equilibrio plástico, la presión estática es activa y genera un empuje total E_a , aplicada en el tercio inferior de la altura. En la figura 1.15 se muestra un muro de contención con diagrama de presión activa:

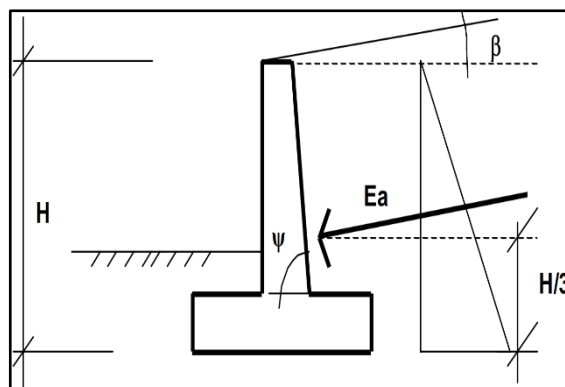


Figura 1.15. Empuje activo

- **PRESIÓN ACTIVA DE TIERRA DE RANKINE PARA TERRAPLÉN INCLINADO:**

Según Braja (2006), menciona lo siguiente:

Suelo granular: Si el relleno de un muro sin fricción es un suelo granular y se eleva con un ángulo con respecto a la horizontal, el coeficiente de presión activa de tierra se expresa en la forma:

$$K_a = \cos \alpha * \frac{\cos \alpha - \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi}}{\cos \alpha + \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi}}$$

Donde:

K_a ; es el coeficiente de presión activa.

ϕ = ángulo de fricción del suelo

A cualquier profundidad z , la presión activa de Rankine se expresa como:

$$\sigma'_a = \gamma * z * K_a \dots\dots\dots (1.8)$$

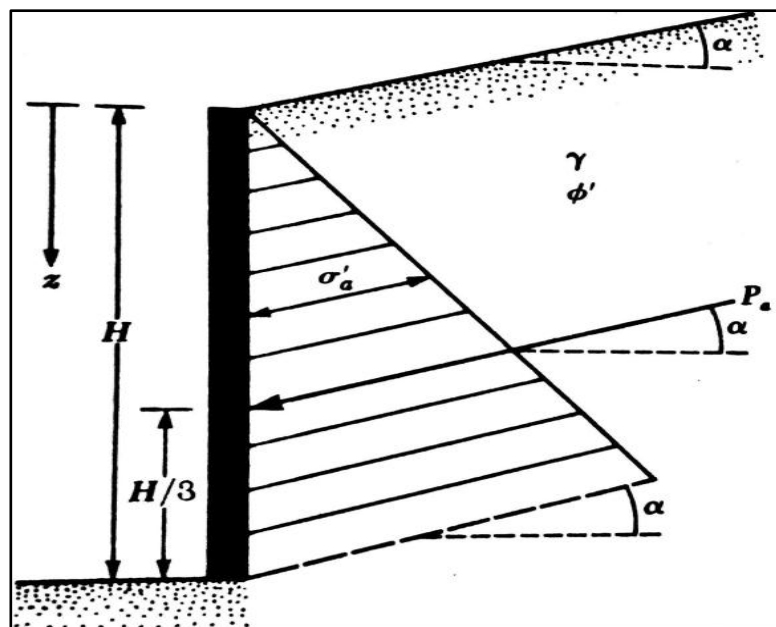


Figura 1.16. Notación para la presión activas de las ecuaciones

Según Braja (2006), describe que La fuerza total por unidad de longitud del muro es:

$$E_a = \frac{1}{2} * \gamma * H^2 * K_a$$

Torres (2008), especifica que la dirección de la fuerza resultante, E_a , esta inclinada un ángulo α con la horizontal y cruza el muro a una distancia de $H/3$ desde la base del muro.

b) EMPUJE PASIVO:

Torres (2008), menciona que cuando un muro o estribo empuja contra el terreno se genera una reacción que se le da el nombre de empuje pasivo de la tierra E_p , la tierra así comprimida en la dirección horizontal origina un aumento de su resistencia hasta alcanzar su valor límite superior E_p , la resultante de esta reacción del suelo se aplica en el extremo del tercio inferior de la altura, la figura 1.17 muestra un muro con diagrama de presión pasiva:

K_p ; es el coeficiente de presión pasiva.

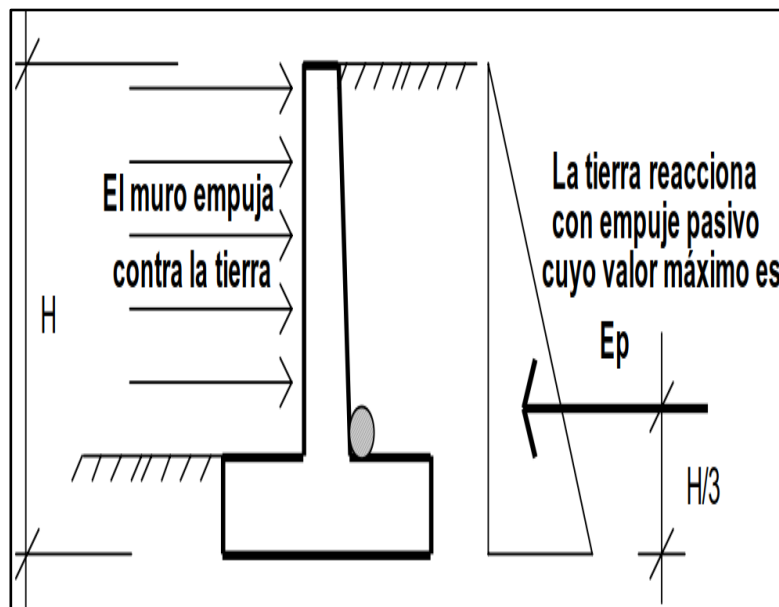


Figura 1.17. Empuje pasivo

- **PRESIÓN PASIVA DE TIERRA DE RANKINE: RELLENO INCLINADO:**

Según Braja (2006), menciona lo siguiente:

Suelo granular

Para un muro de contención vertical sin fricción (figura 1.18) con un relleno granular ($c = 0$), la presión pasiva de Rankine a cualquier profundidad se determina de manera similar a como se hizo en el caso de la presión activa. La presión es:

$$\sigma'_p = \gamma * z * K_p \dots\dots (1.9)$$

Y la fuerza pasiva es

$$E_p = \frac{1}{2} * \gamma * H^2 * K_p$$

Donde:
$$K_p = \cos \alpha * \frac{\cos \alpha + \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi}}{\cos \alpha - \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi}}$$

Igual que en el caso de la fuerza (empuje) activa, la fuerza resultante, E_p , esta inclinada a un ángulo α con la horizontal y cruza el muro a una distancia de $H/3$ desde la base del muro.

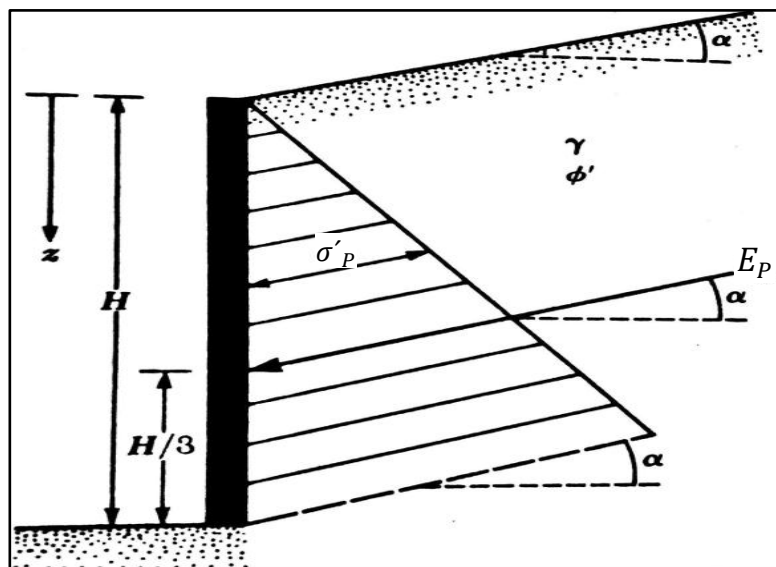


Figura 1.18. Notación para la presión pasiva de las ecuaciones.

Según Torres (2008), especifica que el ángulo ϕ y el peso específico de los suelos γ , son variables y dependen del tipo de suelo y del estado de humedad, etc. En la tabla 1.8, se indican valores ϕ y γ , correspondientes a distintos tipos de suelos que se consideran desprovistos de cohesión, valores pueden ser de interés para las aplicaciones prácticas.

TABLA 1.8. VALORES DE ϕ Y γ PARA DIFERENTES TIPOS DE SUELOS; C=0

Clase de Material	ϕ	γ (T/m3)
Tierra de terraplenes, seca	35° a 40°	1.400
Tierra de terraplenes, húmeda	45°	1.600
Tierra de terraplenes, saturada	27°	1.800
Arena seca	35°	1.600
Arena húmeda	40°	1.800
Arena saturada	25°	2.000
Gravilla seca	35° a 40°	1.850
Gravilla húmeda	25°	1.860
Grava de cantos vivos	45°	1.800
Cantos rodados	30°	1.800

2.2.18. MÉTODO DE RANKINE EN SUELOS CON COHESIÓN Y FRICCIÓN:

Según Braja (2006), describe las siguientes fórmulas para determinar las presiones en los suelos que son, cohesivos y friccionantes:

a.) Para El Estado Activo:

$$\sigma_a = (\gamma_S * H_T * K_a) - 2C * \sqrt{K_a}$$

b.) Para El Estado Pasivo:

$$\sigma_{p_s} = (\gamma_S * Z * K_p) + 2C * \sqrt{K_p}$$

2.2.19. ECUACIÓN PARA ENCONTRAR EL ϕ' EQUIVALENTE PARA UN SUELO GRANULAR:

Según Ortega (2015), menciona la siguiente fórmula para encontrar el ϕ' equivalente para un suelo granular.

$$\sigma_a = (\gamma_s * H_T * K_a) - 2C * \sqrt{K_a} = (\gamma_s * H_T * K'_a)$$

$$K'_a = \frac{(\gamma_s * H_T * K_a) - 2C * \sqrt{K_a}}{(\gamma_s * H_T)}$$

$$\phi' = \cos^{-1} \left(\sqrt{(\cos \alpha)^2 - \left(\frac{(\cos \alpha) - K'_a}{\frac{K'_a}{\cos \alpha} + 1} \right)^2} \right)$$

2.2.20. DIFERENCIA DE PRESIONES:

Según Giles, Evett y Liu (2009), especifica que la diferencia de presiones entre dos puntos a distintos Niveles en un líquido viene dada por:

$$P_2 + P_1 = \gamma * (h_2 - h_1)$$

Donde:

γ = peso específico del líquido Y $h_2 - h_1$ = diferencia en elevación

Asi mismo Según Giles, Evett y Liu (2009), indica que si el punto 1 está en la superficie libre del líquido y h es positiva hacia abajo, la ecuación anterior se transforma en:

$$P = \gamma * (h)$$

Esta ecuación es aplicable en tanto el peso específico se mantenga constante (o varíe tan ligeramente con h que no introduzca un error significativo en el resultado).

2.2.21. ESTABILIDAD DE MUROS DE CONTENCION:

Según Braja (2006), describe que un muro de contención puede fallar en cualquier de las siguientes maneras:

- Se puede voltear respecto a su talón.

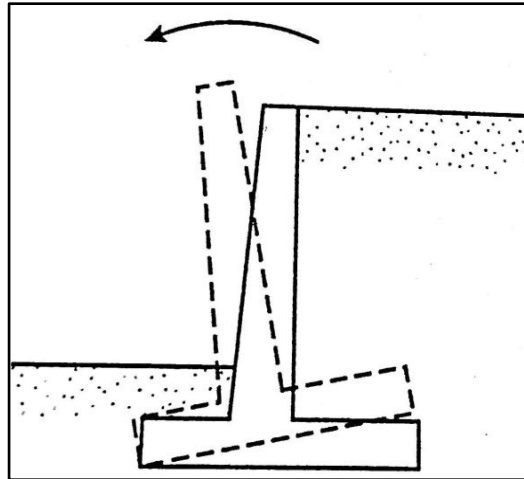


Figura 1.19.

- Se puede deslizar a lo largo de su base.

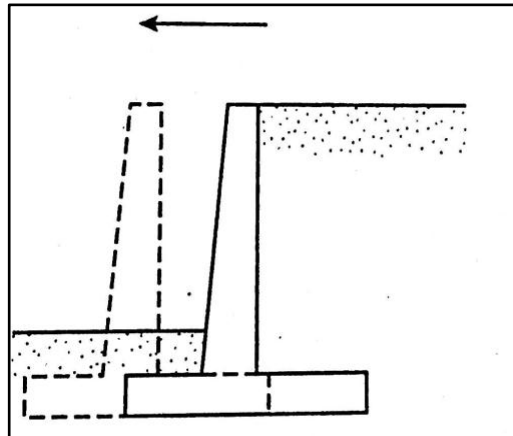


Figura 1.20.

- Puede fallar debido a la pérdida de capacidad de carga del suelo que soporta la base.

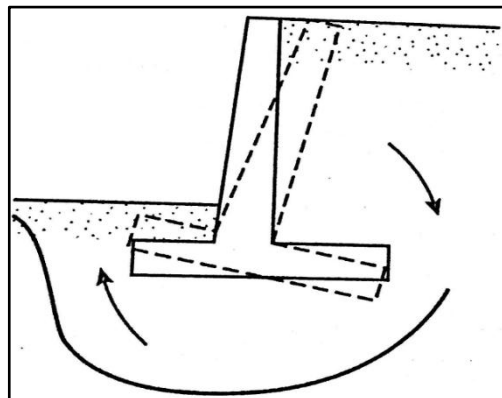


Figura 1.21.

- Puede sufrir una falla por cortante del terreno a mayor profundidad.

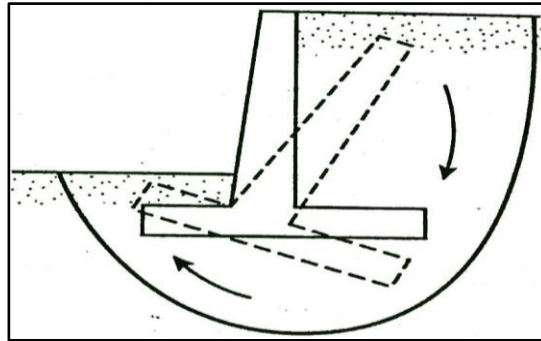


Figura 1.22.

- Puede sufrir un asentamiento excesivo.

2.2.22. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES:

Según Chávez (2014), especifica que el análisis de estabilidad es un procedimiento físico matemático, es decir realiza un procedimiento de ecuaciones matemáticas eficientes conjuntamente con un estudio cinemático de las fuerzas tanto actuantes como resistentes. Existen un sin número de métodos de cálculos encargados del estudio del análisis matemáticos de estabilidad de taludes, que a través de su resultado indican si el talud es estable o no, es decir el margen de estabilidad interpretado a través del factor de seguridad obtenido.

• MÉTODO DE EQUILIBRIO LIMITE:

Según Chávez (2014), describe que el análisis de estabilidad de taludes enfocados a los métodos de equilibrio limite, se encargan de estudiar el equilibrio de una masa potencial inestable; este procedimiento se realiza al efectuar la relación entre las fuerzas que tienden al movimiento con las fuerzas que se oponen al mismo. Los métodos a trabajar son conocidos también como los métodos de las dovelas, la representación de las superficies de falla de prueba se la hace con un arco de círculo, la misma que se divide en diferentes tajadas para su análisis, calculando de esta manera la estabilidad de cada dovela separadamente. Por tanto, se trabaja a base de la situación hipotética tanto de localización, posición y distribución de fuerzas, sobre cada dovela. Los

métodos de equilibrio límite son muy aplicables en la práctica, debido a que se basan en el concepto de que las fuerzas actuantes deben ser menores a las fuerzas resistentes para que exista estabilidad. Tiene como concepto de que el factor de seguridad es igual en todos los puntos, es decir es un valor promedio. La metodología empleada para el análisis de estabilidad de taludes, se enfoca en los métodos aproximados de las dovelas por eficacia y su sencillez que poseen; los cuales son: método fellenius, Bishop simplificado y Janbu simplificado.

2.2.23. CRITERIOS DE ESTABILIDAD:

La revisión de la estabilidad contra falla por volteo, deslizamiento, capacidad de carga y estabilidad del talud generado por el muro serán descritas a continuación:

a) REVISION POR VOLTEO:

Según Braja (2006), menciona que en la figura 1.23 presentada se muestra las fuerzas que actúan sobre un muro en voladizo, con base en la suposición de que la presión activa de Rankine actúa a lo largo de un plano vertical AB dibujando por el talón.

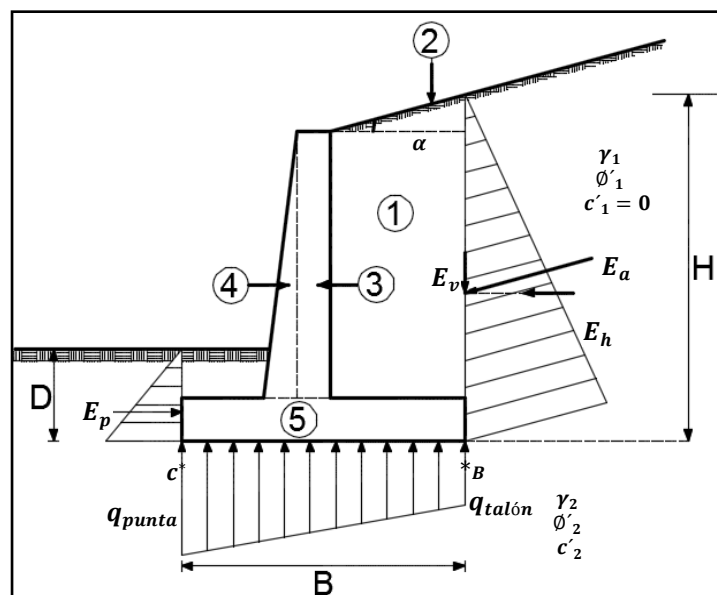


Figura 1.23 Revisión por volteo, suponiendo que es válida la presión de Rankine.

E_p ; es la presión pasiva de Rankine; recuerde que su magnitud es:

$$E_p = \frac{1}{2} * K_p * \gamma * D^2 + 2C'_2 \sqrt{K_p} * D$$

Donde:

γ_2 = Peso específico del suelo frente al talón y debajo la losa de base.

K_p = Coeficiente de presión pasiva de tierra de Rankine = $\tan^2(45 + \frac{\phi'_2}{2})$.

C'_2, ϕ'_2 = Cohesión y ángulo efectivo de fricción del suelo, respectivamente.

Según Braja (2006), determina que el factor de seguridad contra volteo respecto a la punta, es decir, respecto al punto C en la figura anterior, se expresa como:

$$FS_{(\text{volteo})} = \frac{\sum M_R}{\sum M_O}$$

Donde:

$\sum M_O$ = Suma de los momentos de las fuerzas que tienden a voltear al muro respecto al punto C.

$\sum M_R$ = Suma de los momentos de las fuerzas que tienden a resistir el volteo respecto al punto C.

El momento de volteo es:

$$\sum M_O = E_h * \frac{H'}{3} \dots \dots (1.10)$$

Donde: $E_h = E_a \cos \alpha$

Asi mismo Braja (2006), indica que, para el cálculo del momento resistente, despreciando P_p , se prepara la siguiente tabla 1.9:

TABLA 1.9 – Procedimiento para calcular $\sum M_R$

Sección (1)	Área (2)	Peso/ unidad de longitud de muro (3)	Brazo del momento medido desde C (4)	Momento con respecto a C (5)
1	A_1	$W_1 = \gamma_1 * A_1$	X_1	M_1
2	A_2	$W_1 = \gamma_2 * A_2$	X_2	M_2
3	A_3	$W_1 = \gamma_C * A_3$	X_3	M_3
4	A_4	$W_1 = \gamma_C * A_4$	X_4	M_4
5	A_5	$W_1 = \gamma_C * A_5$	X_5	M_5
6	A_6	$W_1 = \gamma_C * A_6$	X_6	M_6
		E_v	B	M_v
		$\sum v$		$\sum M_R$
Nota: γ_1 = peso específico del relleno γ_c = peso específico del concreto				

Según Braja (2006), El peso del suelo arriba del talón y el peso del concreto o mampostería son fuerzas que contribuyen al momento resistente. Observe que la fuerza activa E_a , o

$$E_v = E_a \text{ sen } \alpha$$

Según Braja (2006), menciona que el momento de la fuerza E_v respecto a C es:

$$M_v = E_v * B = E_a * (\text{sen } \alpha) * B$$

Donde B = ancho de la losa de base.

Una vez conocido $\sum M_R$, el factor de seguridad se calcula como:

$$FS_{(\text{volteo})} = \frac{M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5 + M_6 + M_v}{E_a * (\cos \alpha) * (H'/3)}$$

Entonces Braja (2004), indica que El valor usual mínimo deseable para el factor de seguridad con respecto al volteo es 2 o 3.

Según, Braja (2006), indica que algunos ingenieros prefieren determinar el factor de seguridad contra el volteo con la fórmula:

$$FS_{(\text{volteo})} = \frac{M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5 + M_6}{E_a * (\cos \alpha) * \left(\frac{H'}{3}\right) - M_V}$$

b) REVISIÓN POR DESLIZAMIENTO A LO LARGO DE LA BASE:

Según Braja (2006), explica que el factor de seguridad por deslizamiento se expresa por la ecuación:

$$FS_{(\text{deslizamiento})} = \frac{\sum F_{R'}}{\sum F_d}$$

Donde:

$\sum F_{R'}$ = Suma de las fuerzas horizontales resistentes.

$\sum F_d$ = Suma de las fuerzas horizontales de empuje.

Según Braja (2006), menciona que figura 1.24. Indica que la resistencia cortante del suelo inmediatamente debajo de la losa de base se presenta como:

$$S = \sigma' * \tan \delta + C'_a$$

Donde:

δ = Angulo de fricción entre el suelo y la losa de base.

C'_a = Adhesión entre el suelo y la losa de base.

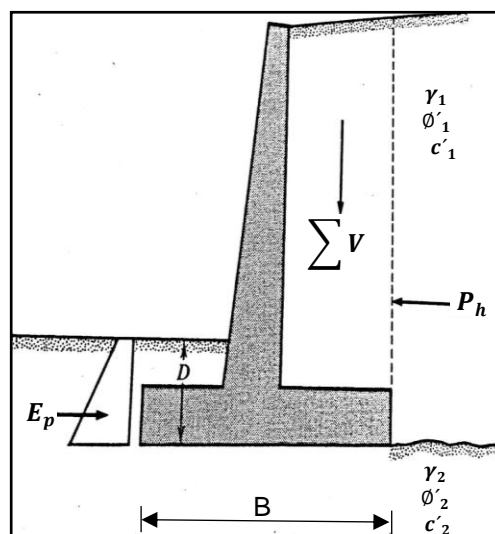


Figura 1.24. Revisión por deslizamiento a lo largo de la base.

Según Braja (2006), indica que la fuerza resistente máxima que se obtiene del suelo por unidad de longitud del muro a lo largo del paño inferior de la losa de base es:

$$R' = S \text{ (área de la sección transversal)} = S'(B \cdot 1)$$

$$R' = B \cdot \sigma' \cdot \tan \delta + B \cdot C'_a$$

Sin embargo:

$$B \cdot \sigma' = \text{Suma de las fuerzas verticales} = \sum V \text{ (véase en la tabla anterior)}$$

Por lo que:

$$R' = \sum V \cdot \tan \delta + B \cdot C'_a$$

La figura 1.24, muestra que la fuerza pasiva E_p es también una fuerza resistente horizontal. Por consiguiente.

$$\sum F_{R'} = \left(\sum V \right) \cdot \tan \delta + B \cdot C'_a + E_p$$

La única fuerza horizontal que tendera a generar un deslizamiento en el muro (fuerza de empuje) es la componente horizontal de la fuerza activa P_a , por lo que:

$$\sum F_d = E_a \cdot \cos \alpha$$

Combinando las 2 últimas ecuaciones se obtiene:

$$FS_{(\text{deslizamiento})} = \frac{(\sum V) \cdot \tan \delta + B \cdot C'_a + E_p}{E_a \cdot \cos \alpha}$$

Generalmente se requiere un factor de seguridad mínimo de 1.5 contra deslizamiento. En muchos casos se desprecia la fuerza pasiva E_p en el cálculo del factor de seguridad con respecto al deslizamiento, en general. Escribimos. $\delta = k_1 \cdot \phi'_2$ Y $C'_a = k_2 \cdot C'_2$. En la mayoría de los casos k_1 y k_2 están en el intervalo de 1/2 a 2/3.

Entonces;

$$FS_{(\text{deslizamiento})} = \frac{(\sum V) * \tan(k_1 * \phi'_2) + B * k_2 * C'_2 + E_p}{E_a * \cos \alpha}$$

Según Braja (2006), menciona que si el valor deseado del $FS_{(\text{deslizamiento})}$ no se alcanza, pueden investigarse varias alternativas (véase en la siguiente figura 1.25):

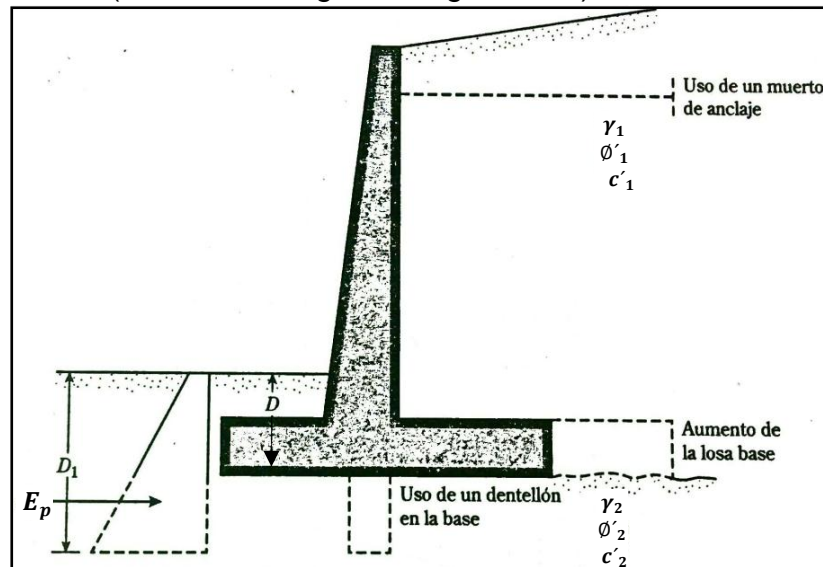


Figura 1.25. Alternativas para incrementar el factor de seguridad con respecto al deslizamiento

- Incremente el ancho de la losa base (o sea, el talón de la zapata).
- Use un dentellón en la losa base si se usa este, la fuerza pasiva por unidad de longitud del muro es:

$$E_p = \frac{1}{2} * K_p * \gamma_2 * D_1^2 + 2C'_2 \sqrt{K_p} * D_1$$

$$\text{Donde: } K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'_2}{2} \right)$$

- Use un muerto de anclaje en el cuerpo del muro de contención.

c) REVISIÓN DE LA FALLA POR CAPACIDAD DE CARGA:

Según, Braja (2006), menciona que la presión vertical, tal como es transmitida al suelo por la losa de base del muro de contención, debe revisarse contra la capacidad de carga última del suelo. La naturaleza de la variación de la presión vertical transmitida por la losa de base al suelo se muestra en la figura 1.26.

Entonces la distancia:

$$\overline{CE} = \bar{X} = \frac{M_{\text{neto}}}{\sum V}$$

Por consiguiente, la excentricidad de la resultante “R” se expresa como:

$$e = \frac{B}{2} - \overline{CE}$$

La distribución de presiones bajo la losa de base se determina usando los principios simples de la mecánica de materiales. Primero tenemos:

$$q = \frac{\sum V}{A} \pm \frac{M_{\text{neto}} * y}{I}$$

Donde:

$$M_{\text{neto}} = \text{Momento} = (\sum V) * e$$

I = Momento de inercia por unidad de longitud de la sección base

$$I = \frac{1}{2} * 1 * B^2$$

Braja, (2006), Para la presión máxima y la mínima, el valor de “y” en la ecuación anterior es igual a $B/2$. Sustituyendo los valores anteriores en la ecuación de “q”, se obtiene:

$$q_{\text{max}} = q_{\text{punta}} = \frac{\sum V}{B * 1} + \frac{e(\sum V) * \frac{B}{2}}{\frac{1}{12} * B^3} = \frac{\sum V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B}\right)$$

Similarmente,

$$q_{\text{min}} = q_{\text{talon}} = \frac{\sum V}{B} \left(1 - \frac{6e}{B}\right) \dots \dots \dots (1.11)$$

Obsérvese que $\sum V$ incluye el peso del suelo, como se muestra en la tabla 1.8, y que cuando el valor de la excentricidad “e” es mayor que $B/6$, q_{min} resulta negativo [ecuación 1.11]. Entonces se tendrá algún esfuerzo de tensión en el extremo de la sección del talón. Este esfuerzo no es deseable porque la resistencia a la tensión del suelo es muy pequeña. Si el análisis de un diseño muestra que “ $e > B/6$ ”, el diseño deberá rehacerse y determinar nuevas dimensiones (Braja, 2006).

Según Braja (2006), indica que una vez que la capacidad última de carga del suelo se ha calculado, el factor de seguridad contra falla por capacidad de carga se determina:

$$FS_{(\text{capacidad de carga})} = \frac{q_u}{q_{\max}}$$

Generalmente se requiere un factor de seguridad de 3. En el capítulo de cimentaciones superficiales: capacidad carga última, se vio que la capacidad de carga última de cimentaciones superficiales ocurre para un asentamiento de aproximadamente 10% del ancho de la cimentación. En el caso de muros de contención, el ancho B es grande. Por consiguiente, la carga última ocurrirá para un asentamiento bastante grande de la cimentación. Un factor de seguridad de 3 contra una falla por capacidad de carga no garantiza, en todos los casos, que el asentamiento de la estructura quede dentro de límites tolerables, lo que requiere de una investigación más amplia (Braja, 2006).

d) REVISIÓN POR ESTABILIDAD DEL TALUD GENERADO POR EL MURO (MÉTODO DE FELLENIUS “ORDINARIO, 1936”):

- Según Chávez (2016), La superficie de falla que analiza el método es circular, el análisis de equilibrio se presenta en fuerzas, además no tiene en cuenta la fuerza entre dovelas, pero si considera el peso de las mismas. Es decir, las fuerzas a tener en cuenta en el método ordinario sobre una dovela son las siguientes:
 - El peso o fuerza de gravedad, la cual se puede descomponer en una tangente y una normal a la superficie de falla
 - Las fuerzas resistentes de cohesión y fricción que actúan en una forma tangencial a la superficie de falla
 - Las fuerzas de presión de tierra y cortante en las paredes entre dovelas, no son consideradas en el presente método.
 - El método se enfoca en dividir el área en tajadas verticales, se obtiene una fuerza actuante y resultante a cada dovela; la solución que se produce es inmediata a través de ecuaciones simple

- En este método satisface el equilibrio de momentos y no el equilibrio de fuerzas. Además, la precisión que presenta el método disminuye a medida que la presión de poros se hace mayor, de caso contrario se hace más preciso por aportar menor factor de seguridad a comparación de otros métodos. El problema que se presenta en el análisis es estáticamente determinado.
- El método de fellenius calcula el factor de seguridad con la siguiente expresión algebraica:

Cuando no existe nivel freático:

$$FS = \frac{\sum_{i=1}^n ((c * \Delta L_i) + (W_{i-total} * \cos \theta_i * \tan \phi_i))}{\sum_{i=1}^n (W_i * \sin \theta_i)} \geq 1.5$$

Cuando existe nivel freático:

$$FS = \frac{\sum_{i=1}^n ((C_i * \Delta L_i) + \tan \phi_i * ((W_{i-total} * \cos \theta_i) - (U_i * \Delta L_i)))}{\sum_{i=1}^n (W_{i-total} * \sin \theta_i)} \geq 1.5$$

Donde:

θ_i ; Ángulo de inclinación de la base con respecto a la horizontal.

ϕ_i ; Ángulo de fricción del estrato.

$W_{i-total}$; Peso total de cada dovela.

U_i ; Presión de poros.= $H_w * \gamma_w$

C_i ; Cohesión del estrato.

b_i ; Ancho de base de cada dovela.

ΔL_i ; Longitud de arco de círculo en la base de la dovela.

H_w ; Altura del nivel freático.

γ_w ; Peso específico del agua.

- Según Braja (2006), indica que de la ecuación mencionada ΔL_i es aproximadamente igual a $b_i / \cos \theta_i$, donde: b_i = ancho de la dovela i-ésima. Observe que el valor de θ_i puede ser positivo o negativo. El valor de θ_i es positivo cuando la pendiente del arco está en el mismo cuadrante que la pendiente del terreno. Para encontrar el factor mínimo de seguridad, es decir, el factor de seguridad para el círculo crítico, deben hacerse pruebas cambiando el centro de la prueba círculo. Este método se conoce generalmente como el método de dovelas ordinario.

2.2.24. MÉTODOS DE DISEÑO:

Según Reglamento Nacional de Edificaciones Norma E-060 Concreto Armado (2009), hace mención que para el diseño de estructuras de concreto armado se utilizará el Diseño por Resistencia. Donde deberá proporcionarse a todas las secciones de los elementos estructurales Resistencias de diseño (ϕR_n) adecuadas, de acuerdo con las disposiciones de la Norma RNE E-0.60, utilizando los factores de carga (amplificación) y los factores de reducción de resistencia, ϕ . Se comprobará que la respuesta de los elementos estructurales en condiciones de servicio (Deflexiones, agrietamiento, vibraciones, fatiga, etc.) queden limitadas a valores tales que el funcionamiento sea satisfactorio.

2.2.25. CARGAS:

Según Reglamento Nacional de Edificaciones Norma E-060 Concreto Armado (2009), especifica que las estructuras deberán diseñarse para resistir todas las cargas que puedan obrar sobre ella durante su vida útil.

2.2.26. REQUISITOS DE RESISTENCIA Y DE SERVICIO:

Según Reglamento Nacional de Edificaciones Norma E-060 Concreto Armado (2009), las estructuras y los elementos estructurales deberán diseñarse para obtener en todas sus secciones resistencias de diseño (ϕR_n) por lo menos iguales a las resistencias requeridas (R_u), calculadas para las cargas y fuerzas amplificadas en las

combinaciones que se estipulen por la norma. En todas las secciones de los elementos estructurales deberá cumplirse:

$$\phi R_n \geq R_u$$

Las estructuras y los elementos estructurales deberán cumplir además con todos los demás requisitos de esta Norma, para garantizar un comportamiento adecuado bajo cargas de servicio (Reglamento Nacional de Edificaciones Norma E-060 Concreto Armado, 2009).

2.2.27. RESISTENCIA REQUERIDA:

Según Reglamento Nacional de Edificaciones Norma E-060 Concreto Armado (2009), las combinaciones de carga son:

- ❖ Si fuera necesario incluir en el diseño el efecto del peso y empuje lateral de los suelos (CE), la presión ejercida por el agua contenida en el suelo o la presión y peso ejercidos por otros materiales, además de las cargas muertas y cargas vivas, la resistencia requerida será como mínimo:

$$U = 1,4 CM + 1,7 CV + 1,7 CE$$

En el caso en que la carga muerta o la carga viva reduzcan el efecto del empuje lateral, se usará:

$$U = 0,9 CM + 1,7 CE$$

- ❖ Si fuera necesario incluir en el diseño el efecto de cargas debidas a peso y presión de líquidos (CL) con densidades bien definidas y alturas máximas controladas, además de las cargas muertas y cargas vivas los indicado en, la resistencia requerida será como mínimo:

$$U = 1,4 CM + 1,7 CV + 1,4 CL$$

2.2.28. RESISTENCIA DE DISEÑO:

Según Reglamento Nacional de Edificaciones Norma E-060 Concreto Armado (2009), describe que las resistencias de diseño (ϕR_n) proporcionada por un elemento, sus conexiones con otros elementos, así como sus secciones transversales, en términos de flexión, carga axial, cortante y torsión, deben tomarse como la resistencia nominal calculada de acuerdo con los requisitos y suposiciones de esta

Norma, multiplicada por los factores ϕ de reducción de resistencia especificados a continuación.

- ❖ los factores de reducción de resistencia para elementos de concreto estructural deben ser los siguientes:
 - Flexión sin carga axial.....0,90
 - Carga axial y carga axial con flexión:
 - Carga axial de tracción con o sin flexión.....0,90
 - Carga axial de compresión con o sin flexión:
 - Elementos con refuerzo en espiral0,75
 - Otros elementos.....0,70
 - Cortante y torsión.....0,85
 - Aplastamiento en el concreto (excepto para las zonas de anclajes de pos tensado)0,70
 - Zonas de anclaje de pos tensado.....0,85

Según American Concrete Institute ACI 318-014. (2014), los factores de reducción de resistencia ϕ para elementos de concreto estructural serán lo siguiente:

- a) Momento, fuerza axial o momento y fuerza axial combinados.....0.65 a 0.9
- b) Cortante.....0.75
- c) Aplastamiento.....0.75

2.2.29. REFUERZO POR CAMBIOS VOLUMÉTRICOS:

Según Reglamento Nacional de Edificaciones Norma E-060 Concreto Armado (2009), En losas estructurales donde el refuerzo por flexión se extienda en una dirección, se deberá proporcionar refuerzo perpendicular a éste para resistir los esfuerzos por retracción del concreto y cambios de temperatura. La armadura por retracción y temperatura en losas, deberá proporcionar las siguientes relaciones mínimas de área de la armadura a área de la sección total de concreto, según el tipo de acero de refuerzo que se use.

- Barras lisas0,0025
- Barras corrugadas con $f_y < 420$ MPa0,0020

- Barras corrugadas o malla de alambre (liso o corrugado) de intersecciones soldadas, con $f_y \geq 420$ MPa.....0,0018

Según Reglamento Nacional de Edificaciones Norma E-060 Concreto Armado (2009), el refuerzo por contracción y temperatura deberá colocarse con un espaciamiento entre ejes menor o igual a tres veces el espesor de la losa, sin exceder de 400 mm. En losas nervadas en una dirección (aligerados) donde se usen bloques de relleno (ladrillos de techo) permanentes de arcilla o concreto, el espaciamiento máximo del refuerzo perpendicular a los nervios podrá extenderse a cinco veces el espesor de la losa sin exceder de 400 mm. El refuerzo por contracción y temperatura podrá colocarse en una o en las dos caras del elemento, dependiendo del espesor de éste.

Según Reglamento Nacional de Edificaciones Norma E-060 Concreto Armado (2009), el acero por temperatura y contracción deberá colocarse en ambas caras para muros de espesor mayor o igual a 250 mm. Este refuerzo podrá disponerse en mayor proporción en la cara expuesta del muro.

2.2.30. REFUERZO MÍNIMO EN ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXIÓN:

Según Reglamento Nacional de Edificaciones Norma E-060 Concreto Armado (2009), el área mínima de refuerzo por tracción de las secciones rectangulares y de las secciones T con el ala en compresión, no será menor de:

$$A_{S_{min}} = \frac{0.22\sqrt{f'_c}}{f_y} * b * d$$

2.2.31. RESISTENCIA AL CORTANTE:

Según Reglamento Nacional de Edificaciones Norma E-060 Concreto Armado (2009), el diseño de secciones transversales sometidas a fuerza cortante debe estar basado en la siguiente ecuación (Diseño por Resistencia):

$$\phi V_n \geq V_u$$

Donde V_u , es la fuerza cortante amplificada en la sección considerada y V_n , es la resistencia nominal al cortante calculado mediante:

$$V_n = V_c + V_s$$

De la ecuación anterior V_c es la resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto, V_s es la resistencia nominal al cortante proporcionado por el refuerzo de cortante.

2.2.32. REFUERZO MÍNIMO EN MUROS:

Según Reglamento Nacional de Edificaciones Norma E-060 Concreto Armado (2009), especifica que el refuerzo mínimo vertical y horizontal debe ser:

- a) La cuantía de refuerzo horizontal no será menor que 0,002.
- b) La cuantía de refuerzo vertical no será menor que 0,0015.

Según American Concrete Institute ACI 318 - 08 (2008), especifica que los refuerzos mínimos son:

- a) La cuantía mínima para refuerzos verticales es:
 - 0.0012 para barras corrugadas no mayores que N°5 con $f_y \geq 420\text{Mpa}$
 - 0.0015 para otras barras corrugadas
 - 0.0012 para refuerzo electro soldado de alambre (liso o corrugado) no mayor que MW200 o MD200.
- b) La cuantía mínima para refuerzos horizontales es:
 - 0.0020 para barras corrugadas no mayores que N°5 con $f_y \geq 420\text{Mpa}$
 - 0.0025 para otras barras corrugadas
 - 0.0020 para refuerzo electro soldado de alambre (liso o corrugado) no mayor que MW200 o MD200.

Según Reglamento Nacional de Edificaciones Norma E-060 Concreto Armado (2009), menciona que los muros con un espesor mayor que 200 mm, excepto los muros de sótanos, deben tener el refuerzo en cada dirección colocado en dos capas paralelas a las caras del muro.

Según American Concrete Institute ACI 318 - 08 (2008), especifica lo siguiente:

- (a) Una capa consistente en no menos de $\frac{1}{2}$, y no más de $\frac{2}{3}$ del refuerzo total requerido para cada dirección debe colocarse a no menos de 50mm ni a más de $\frac{1}{3}$ del espesor del muro a partir de la superficie exterior.
- (b) La otra capa, consistente en el resto del refuerzo requerido en esa dirección, debe colocarse a no menos de 20mm ni a más de $\frac{1}{3}$ del espesor del muro a partir de la superficie interior.

2.2.33. LÍMITES DEL ESPACIAMIENTO DEL REFUERZO:

Según Reglamento Nacional de Edificaciones Norma E-060 Concreto Armado (2009), describe los siguientes espaciamientos de los aceros de refuerzo:

- a) El espaciamiento máximo del refuerzo:
El refuerzo vertical y el horizontal no debe estar espaciados a más de tres veces el espesor del muro, ni de 400 mm.
- b) Espaciamiento mínimo del refuerzo:
 - La distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa debe ser d_b , pero no menor de 25 mm.
 - Cuando el refuerzo paralelo se coloque en dos o más capas, las barras de las capas superiores deben colocarse exactamente sobre las de las capas inferiores, con una distancia libre entre capas no menor de 25 mm.

2.2.34. RECUBRIMIENTO DE CONCRETO PARA EL REFUERZO:

Según Reglamento Nacional de Edificaciones Norma E-060 Concreto Armado (2009), especifica que el concreto construido en sitio (no pre esforzado), tendrá proporcionarse el siguiente recubrimiento mínimo de concreto al refuerzo:

- a) Concreto colocado contra el suelo y expuesto permanentemente a él.....70 mm

b) Concreto en contacto permanente con el suelo o la intemperie:

- Barras de 3/4" y mayores.....50 mm
- Barras de 5/8" y menores, mallas electro soldadas.....40 mm

2.3. DEFINICIONES CONCEPTUALES:

2.3.1. VULNERABILIDAD:

La vulnerabilidad, es el grado de debilidad o exposición de un elemento o conjunto de elementos frente a la ocurrencia de un peligro natural o antrópico de una magnitud dada. Es la facilidad como un elemento (infraestructura, vivienda, actividades productivas, grado de organización, sistemas de alerta y desarrollo político institucional, entre otros), pueda sufrir daños humanos y materiales. Se expresa en términos de probabilidad, en porcentaje de 0 a 100. La vulnerabilidad, es entonces una condición previa que se manifiesta durante el desastre, cuando no se ha invertido lo suficiente en obras o acciones de prevención y mitigación y se ha aceptado un nivel de riesgo demasiado alto (Instituto Nacional De Defensa Civil, 2006).

2.3.2. VULNERABILIDAD FÍSICA:

Está relacionada con la calidad o tipo de material utilizado y el tipo de construcción de las viviendas, establecimientos económicos (comerciales e industriales) y de servicios (salud, educación, sede de instituciones públicas), e infraestructura socioeconómica (central hidroeléctrica, carretera, puente y canales de riego), para asimilar los efectos del peligro. En inundaciones y deslizamientos, la vulnerabilidad física se expresa también en la localización de los centros poblados en zonas expuestas al peligro en cuestión. El problema está en que quienes construyen sus viviendas en zonas inundables o deleznales, lo han hecho por carecer de opciones y, por tanto, al haber sido empujados a tal decisión por las circunstancias económicas y sociales, difícilmente se podrían apartar de estos riesgos (Instituto Nacional De Defensa Civil, 2006).

2.3.3. SUELOS:

El suelo es el material mineral no consolidado sobre la superficie de la tierra; que ha estado sujeto e influenciado por factores genéticos y del medio ambiente como son el material madre, clima, incluyendo efectos de humedad, temperatura, los macro y microorganismos y la topografía, todos ellos actuando en un período de tiempo y originando un producto, el suelo, que difiere del material del cual es derivado en muchas propiedades y características físicas, químicas, biológicas y morfológicas (Matteis, 2003).

2.3.4. TALUD:

Se entiende por talud a cualquier superficie inclinada respecto de la horizontal que haya de adoptar permanentemente las estructuras de tierra. No hay duda que el talud constituye una estructura compleja de análisis debido a que en su estudio coincide con los problemas de mecánica de suelos y de mecánicas de rocas, sin olvidar el papel básico que la geología aplicada desempeña en la formulación de cualquier criterio aceptable (Matteis, 2003).

Puede ser naturales o artificiales, los taludes naturales se les conoce en campo usualmente como laderas, a diferencia de los artificiales como terraplén y desmontes, los problemas que suelen presentar se enlazan directamente con los problemas mecánicos de suelos y rocas (Chávez, 2014).

2.3.5. ANGULO DE FRICCIÓN:

El Angulo de fricción es la representación matemática del coeficiente de rozamiento. El ángulo de fricción depende de varios factores, los más importantes son: tamaño de granos, forma de granos, distribución de tamaño de granos y densidad (Chávez, 2014).

2.3.6. COHESIÓN:

Es una medida de la cementación o adherencia entre las partículas de suelo, además representa la resistencia al cortante producida por la cementación. En suelos granulares no existe ningún tipo de material que pueda producir adherencia, la cohesión se supone igual a "0" y a estos suelos se los denomina suelos no cohesivos (Chávez, 2014).

2.3.7. FORMAS DE TALUDES:

Cuando el talud se produce en forma natural, sin intervención humana, se denomina ladera natural o simplemente ladera. Cuando los taludes son hechos por el hombre se denominan cortes o taludes artificiales, según sea la génesis de su formación; en el corte, se realiza una excavación en una formación terrea natural “desmontes”, en tanto que los taludes artificiales son los lados inclinados de los terraplenes (Matteis, 2003).

2.3.8. EL TALUD EN EL TRABAJO DE INGENIERÍA:

En ciertos trabajos de la ingeniería civil es necesario utilizar el suelo en forma de talud como parte de la obra. Tal es el caso de terraplenes en caminos viales, en presas de tierra (como la Presa Retardadora del Ludueña, Rosario), canales, etc.; donde se requiere estudiar la estabilidad del talud. En ciertos casos la estabilidad juega un papel muy importante en la obra, condicionando la existencia de la misma como puede verse en presas de tierra, donde un mal cálculo puede hacer fracasar la obra (Matteis, 2003).

2.3.9. ESTABILIDAD:

Se entiende por estabilidad a la seguridad de una masa de tierra contra la falla o movimiento (Matteis, 2003).

2.3.10. DESLIZAMIENTO:

El resultado de deslizamiento de un talud puede ser a menudo catastrófico, con la pérdida de considerables bienes y muchas vidas. Se denomina deslizamiento a la rotura y al desplazamiento del suelo situado debajo de un talud, que origina un movimiento hacia abajo y hacia afuera de toda la masa que participa del mismo. Los deslizamientos pueden producirse de distintas maneras, es decir en forma lenta o rápida, con o sin provocación aparente, etc. Generalmente se producen como consecuencia de excavaciones o socavaciones en el pie del talud, sin embargo, existen otros casos donde la falla se produce por desintegración gradual de la estructura del suelo, aumento de las presiones intersticiales debido a infiltraciones de agua, etc. (Matteis, 2003).

2.3.11. FALLA DE TALUD:

Según Chávez (2014), describe que se refiere al deslizamiento o rotura del talud a lo largo de una superficie de falla o de rotura.

2.3.12. SUPERFICIE DE FALLA O DE ROTURA:

Es una superficie de deslizamiento potencial específica del talud donde se produce la falla, es decir donde las fuerzas actuantes tienden a ser mayores a las fuerzas estabilizadoras (Chávez, 2014).

2.3.13. TIPOS DE FALLAS MÁS COMUNES EN EL TALUD:

Según Matteis (2003), describe las siguientes fallas más comunes:

- **DESLIZAMIENTO SUPERFICIAL (CREEP)**

Cualquier talud está sujeto a fuerzas naturales que tienden a hacer que las partículas y porciones de suelo próximas a su frontera deslicen hacia abajo. Se refiere esta falla al proceso más o menos continuo, y por lo general lento, de deslizamiento ladera abajo que se presenta en la zona superficial de algunas laderas naturales. El Creep suele involucrar a grandes áreas y el movimiento superficial se produce sin una transición brusca entre la parte superficial móvil y las masas inmóviles más profundas.

- **MOVIMIENTO DEL CUERPO DEL TALUD:**

Puede ocurrir en taludes movimientos bruscos que afecten a masas considerables de suelo, con superficies de falla que penetran profundamente en su cuerpo, interesado o no al terreno de fundación. Se considera que la superficie de falla se forma cuando en la zona de su futuro desarrollo actúa esfuerzos cortantes que sobrepasen la resistencia al corte del material; a consecuencia de ello sobreviene la ruptura del mismo, con la formación de una superficie de deslizamiento a lo largo de la cual se produce la falla. Estos fenómenos se les denominan deslizamiento de tierras.

- **FLUJOS:**

Se refiere este tipo de falla a movimientos más o menos rápidos de una parte de la ladera natural, de tal manera que el movimiento en sí y la distribución aparente de velocidades y desplazamientos se asemeja al comportamiento de un líquido viscoso.

2.3.14. TIPOS DE FALLAS DEL MOVIMIENTO DEL CUERPO DEL

TALUD:

Según Matteis (2003), describe lo siguiente:

- **FALLA ROTACIONAL:**

En el primer lugar se define una superficie de falla curva, a lo largo de la cual ocurre el movimiento del talud. Esta superficie forma una traza con el plano del papel que puede asimilarse, por facilidad y sin mayor error a una circunstancia. Aunque pueden existir formas algo diferentes, en la que por lo general influye la secuencia geológica local, el perfil estratigráfico y la naturaleza de los materiales, estas fallas son llamadas de rotación.

Este tipo de fallas ocurren por lo común en materiales arcillosos homogéneos o en suelos cuyos comportamientos mecánicos este regido básicamente por su fracción arcillosa. En general afectan a zonas relativamente profundas del talud, siendo esta profundidad mayor cuanto mayor sea la pendiente.

Las fallas por rotación se denominan según donde pasa el extremo de la masa que rota. Puede presentarse pasando la superficie de falla por el cuerpo del talud (falla loca), por el pie, o delante de mismo afectando al terreno en que el talud se apoya (falla en la base). Cabe señalar que la superficie de este último tipo de falla puede profundizarse hasta llegar a un estrato más resistente o más firme de donde se encuentra el talud, provocando en este un límite en la superficie de falla.

- **FALLA TRASLACIONAL:**

Estas fallas por lo general consisten en movimientos traslacionales importantes del cuerpo del talud sobre superficies de falla básicamente planas, asociadas a la presencia de estratos poco resistentes localizados a poca profundidad del talud.

La superficie de falla se desarrolla en forma paralela al estrato débil y se remate en sus extremos con superficies curvas que llegan al exterior formando agrietamientos.

Los estratos débiles que favorecen estas fallas son por lo común de arcillas blandas o de arenas finas o limos no plásticos sueltos.

Con mucha frecuencia, la debilidad de estratos está ligada a elevadas presiones de poro en el agua contenida en las arcillas o a fenómenos de elevación de presión de agua en estratos de arena (acuíferos). En este sentido, las fallas pueden estar ligadas también al calendario de las temporadas de lluvias de la región.

Las fallas del material en bloque, muchas veces están asociadas a discontinuidades y fracturas de los materiales que forman un corte o una ladera natural, siempre en añadidura al efecto del estrato débil subyacente.

Las fallas de una franja superficial son típicas de laderas naturales formadas por materiales arcillosos, producto de la meteorización de las formaciones originales. Se suelen provocar por el efecto de la sobrecarga impuesta por un terraplén construido sobre la ladera. En estas fallas el movimiento ocurre casi sin distorsión.

2.3.15. LA PRECIPITACION:

Villon (2011), Se define precipitación a toda forma humedad, que, originándose en las nubes, llega hasta la superficie terrestre. De acuerdo a esta definición la precipitación puede ser en forma de:

- Las lluvias,
- Las granizas,
- Las garúas
- Las nevadas

Desde el punto de vista de la ingeniería hidrológica, la precipitación es la fuente primaria del agua de la superficie terrestre, y sus mediciones y análisis, forman el punto de partida de los estudios concernientes al uso y control del agua (Villon, 2011).

2.3.16. INFILTRACION:

La infiltración es el paso del agua a través de la superficie del suelo hacia el interior de la tierra; la percolación es el movimiento del agua dentro del suelo y ambos fenómenos, la infiltración y la percolación, están íntimamente ligados y puesto que la primera no puede continuar sino cuando tiene lugar la segunda (Wendor, 1989).

La infiltración es una propiedad física muy importante en relación con el manejo del agua de riego en los suelos. Se refiere a la velocidad de entrada del agua en el suelo. La velocidad de infiltración es la relación entre la lámina de agua que se infiltra y el tiempo que tarda en hacerlo, se expresa generalmente en cm/hr o cm/min (Cisneros, 2003).

2.3.17. ESCORRENTÍA.

La Escorrentía es la parte de la Precipitación que llega a alimentar a las corrientes superficiales, continuas o intermitentes, de una cuenca. Existen distintos (Hidrología I-ciclo hidrológico, s.f.).

2.3.18. TIPOS DE ESCORRENTÍAS DEPENDIENDO DE SU PROCEDENCIA:

a) Escorrentía Superficial o Directa:

La Escorrentía Superficial o Directa es la precipitación que no se infiltra en ningún momento y llega a la red de drenaje moviéndose sobre la superficie del terreno por la acción de la gravedad. Corresponde a la precipitación que no queda tampoco detenida en las depresiones del suelo, y que escapa a los fenómenos de evapotranspiración. El proceso que describe el agua cuando se inicia un aguacero depende de las características del terreno: la primera lluvia caída se invierte en llenar la capacidad de retención de la parte aérea de las plantas y en saturar el suelo. Cuando la capacidad de infiltración es inferior a la intensidad de la lluvia, el agua comenzará a moverse por la superficie del terreno. Se forma, entonces, una capa delgada de agua. Ésta se mueve por la acción de la gravedad según la pendiente del terreno y es frenada por las irregularidades del suelo y por la presencia de vegetación hasta incorporarse a la red de drenaje, donde se junta con los otros componentes que constituyen la escorrentía total (Hidrología I-ciclo hidrológico, s.f.).

b) Escorrentía Hipodérmica o Subsuperficial:

Es el agua de precipitación que, habiéndose infiltrado en el suelo, se mueve sub horizontalmente por los horizontes superiores para reaparecer súbitamente al aire libre como manantial e incorporarse a

microsurcos superficiales que la conducirán a la red de drenaje (Hidrología I-ciclo hidrológico, s.f.).

c) Escorrentía Subterránea:

Es la precipitación que se infiltra hasta el nivel freático, desde donde circula hasta alcanzar la red de drenaje. La Escorrentía Superficial es la más rápida de todas y la Escorrentía Subterránea la más lenta (del orden del m/h). A parte de las tres formas referidas, la Escorrentía de un curso de agua está además constituida por la precipitación que cae directamente sobre su superficie de nivel, fracción que en la mayor parte de los casos reviste importancia muy escasa en relación con las otras aportaciones (Hidrología I-ciclo hidrológico, s.f.).

2.3.19. CONDUCTOS LIBRES:

Son aquéllos en los que el líquido circulante presenta una superficie libre sobre la cual rige la presión atmosférica. La sección transversal no tiene, necesariamente, un perímetro cerrado y cuando esto sucede, funciona parcialmente lleno. Entre los conductos libres, podemos citar todos los cursos de agua, las redes de alcantarillado, pluviales y alcantarillados sanitarios, canales de riego agrícola, canales de navegación y los canales conductores de las hidroeléctricas (Rodríguez, 2008).

a) Canales naturales:

Incluyen todos los cursos de agua que existen de manera natural en la tierra, los cuales varían en tamaño desde pequeños arroyuelos en zonas montañosas, hasta quebradas, ríos pequeños y grandes, arroyos, lagos y lagunas. Las corrientes subterráneas que transportan agua con una superficie libre también son consideradas como canales abiertos naturales. La sección transversal de un canal natural es generalmente de forma muy irregular y variable durante su recorrido, lo mismo que su alineación y las características y aspereza de los lechos (Rodríguez, 2008).

b) Canales artificiales:

Según Rodríguez (2008), indica que los canales artificiales son todos aquellos contruidos o desarrollados mediante el esfuerzo de la mano del hombre, tales como: canales de riego, de navegación, control de inundaciones, canales de centrales hidroeléctricas, alcantarillado pluvial, sanitario, canales de desborde, canaletas de madera, cunetas a lo largo de carreteras, cunetas de drenaje agrícola y canales de modelos contruidos en el laboratorio. Los canales artificiales usualmente se diseñan con formas geométricas regulares (prismáticas), un canal contruido con una sección transversal invariable y una pendiente de fondo constante se conoce como canal prismático. El término sección de canal se refiere a la sección transversal tomado en forma perpendicular a la dirección del flujo. Las secciones transversales más comunes son las siguientes:

➤ **Sección trapezoidal:**

Se usa en canales de tierra debido a que proveen las pendientes necesarias para estabilidad, y en canales revestidos.

➤ **Sección rectangular:**

Debido a que el rectángulo tiene lados verticales, por lo general se utiliza para canales contruidos con materiales estables, acueductos de madera, para canales excavados en roca y para canales revestidos.

➤ **Sección triangular:**

Se usa para cunetas revestidas en las carreteras, también en canales de tierra pequeños, fundamentalmente por facilidad de trazo. También se emplean revestidas, como alcantarillas de las carreteras.

➤ **Sección parabólica:**

Se emplea en algunas ocasiones para canales revestidos y es la forma que toman aproximadamente muchos canales naturales y canales viejos de tierra.

➤ **Secciones cerradas**

– **Sección circular:**

El círculo es la sección más común para alcantarillados y alcantarillas de tamaños pequeño y mediano.

– **Sección parabólica:**

Se usan comúnmente para alcantarillas y estructuras hidráulicas importantes.

2.3.20. MÉTODOS DE RIEGO FUNDAMENTALES:

Según Cisneros (2003), los métodos de riego pueden ser considerados como la forma en que el riego es aplicado al suelo para el desarrollo de los cultivos. Estos pueden ser:

• **Riego superficial o gravedad:**

El agua se distribuye por la superficie del campo por gravedad, esto es, a través de surcos, melgas, cuadros, terrazas, etc.

• **Riego por aspersión:**

El agua se distribuye en forma de lluvia artificial a través de equipo especial de rociado.

• **Riego por goteo:**

El agua se suministra en forma de gotas directamente a la zona radicular de cada planta.

• **Riego subterráneo:**

El humedecimiento del suelo se realiza por medio de humidificadores colocados debajo de la planta, aproximadamente a 40 - 45 cm. También puede regarse en forma subterránea, a través del control de niveles freáticos, donde se mantiene la humedad del terreno en niveles deseados.

2.3.21. EFICIENCIA DE RIEGO:

Se debe regar en forma eficiente los diferentes terrenos o cultivos que tiene el agricultor, aprovechando la mayor cantidad de agua posible. Por ejemplo, al regar con riego superficial generalmente se usa mucha agua, que es difícil controlar y gran parte va a caer a los desagües, comparado con el riego por aspersión, donde normalmente toda el agua que se aplica la absorbe el suelo, lográndose una gran

eficiencia. La eficiencia de riego es la cantidad de agua útil para el cultivo que queda en el suelo después de un riego, en relación al total del agua que se aplicó. Generalmente se mide en porcentaje o litros de agua útil en el suelo por cada 100 litros aplicados. La eficiencia la determina en gran medida el método de riego utilizado (Cisneros, 2003).

Es una relación que expresa las pérdidas que ocurren desde la fuente de agua hasta las plantas. Generalmente se expresa en porcentaje (García, s.f.).

2.3.22. DRENAJE:

Remoción por medios naturales o artificiales del exceso de agua acumulado en la superficie o a lo largo del perfil del suelo (Facultad de agronomía, s.f.).

2.3.23. DRENAJE AGRÍCOLA:

Según Cisneros, (2003), indica que el drenaje agrícola es la práctica que se requiere para mejorar un suelo cuando éste se encuentra bajo condiciones de exceso de agua y/o de sales. El drenaje se hace obligado en zonas de riego donde la agricultura es intensiva y el exceso de agua provoca la elevación de mantos freáticos, algunas veces por la saturación natural del suelo y otras por la inducción de ésta a través de prácticas deficientes de riego, manejo inadecuado del suelo, aplicación de agua de riego con baja calidad y algunas veces por la mezcla de todas ellas provocando un fuerte problema a las áreas de cultivo. Es la eliminación del exceso de agua de los suelos bajo cultivo (U.S.D.A.). Es el conjunto de trabajos a nivel parcela, necesarios para evacuar los excesos de agua en el perfil del suelo agrícola (CEMAGREF - Francia). Se entiende por drenaje agrícola todas las acciones que tienden a eliminar los excedentes de humedad del suelo, donde ocurre el desarrollo radical del cultivo (De la Peña, I. - SARH).

El drenaje agrícola es el conjunto de obras que es necesario construir en una parcela cuando existen excesos de agua sobre su superficie o dentro del perfil del suelo, con el objeto de desalojar dichos

excedentes en un tiempo adecuado, para asegurar un contenido de humedad apropiado para las raíces de las plantas y conseguir así su óptimo desarrollo (secretaría de agricultura, ganadería, desarrollo rural, pesca y alimentación, s.f.).

2.3.24. DRENAJE SUPERFICIAL:

También llamados por inundación, anegamiento o encharcamiento de los terrenos, que se caracteriza por la presencia de una capa o lámina de agua sobre la superficie del terreno que satura la parte superior del suelo. Esta capa de agua puede cubrir solo las partes más bajas de una parcela, formando charcos más o menos aislados. Cuando se remueven los excesos de agua que se acumulan sobre la superficie, se habla de drenaje superficial y este es del presente trabajo. Los problemas de drenaje superficial se dan con mayor frecuencia en zonas húmedas, cuando se rebasa la capacidad natural de drenaje de los suelos, ya sea superficial, interna o ambas (secretaría de agricultura, ganadería, desarrollo rural, pesca y alimentación, s.f.).

2.3.25. CAUDAL:

Es el agua que pasa por un riachuelo o río, por una tubería, por una sección normal de una corriente de agua, la que produce un pozo o una mina o la que entra o sale de una planta de tratamiento, medida en una unidad de tiempo, se conoce como caudal. El caudal se define entonces como el volumen del líquido que pasa por una sección normal de una corriente de agua en una unidad de tiempo (Fundamentos en el tratamiento del agua potable, s.f.).

2.3.26. MEDICIÓN DE AGUA:

la medición o gasto del agua que pasa por la sección transversal de un conducto (río, riachuelo, canal, tubería) de agua, se conoce como aforo o medición de caudales (Rojas, 2006).

2.3.27. CONCRETO ARMADO:

Según Abanto (2009), indica que se denomina así al concreto simple cuando este lleva armaduras de acero como refuerzo y que está diseñado bajo la hipótesis de que los dos materiales trabajan conjuntamente, actuando la armadura para soportar los esfuerzos de tracción o incrementar la resistencia a la compresión.

CONCRETO SIMPLE + ARAMDURAS = CONCRETO ARMADO.

2.3.28. CONCRETO ESTRUCTURAL:

Se denomina así al concreto simple, cuando este es dosificado, mezclado, transportado y colocado, de acuerdo a especificaciones precisas, que garanticen una resistencia mínima pre-establecida en el diseño y una durabilidad adecuada (Abanto, 2009).

2.3.29. CONCRETO CICLOPEO:

Según Abanto (2009), se denomina así al concreto simple que esta complementado con piedras desplazadoras de tamaño máximo de 10", cubriendo hasta el 30% como máximo, del volumen total. Las piedras deben ser introducidas previa selección y lavado, con el requisito indispensable de que cada piedra, en su ubicación definida debe estar totalmente rodeada de concreto simple.

CONCRETO SIMPLE + PIEDRA DESPLAZADORA = C.C

2.3.30. MURO DE CONTENCION:

Un muro de contención es una estructura que se utiliza para proporcionar soporte lateral a un terreno, que en ocasiones es un suelo natural y en otras es un relleno artificial (ARAUZ, 2018).

2.3.31. EMPUJES DE TIERRA:

La presión del terreno sobre un muro está fuertemente condicionada por la deformabilidad del muro. Entendiendo por tal no solo la deformación que el muro experimenta como pieza de hormigón, sino también la que en el muro produce la deformación del terreno de cimentación. Si el muro y el terreno sobre el que se fundan son tales que las deformaciones son prácticamente nulas, se está en el caso de empuje en reposo. Si el muro se desplaza, permitiendo la expansión lateral del suelo se produce un fallo por corte del suelo y la cuña de rotura avanza hacia el muro y desciende. El empuje se reduce desde el valor del empuje al reposo hasta el denominado valor del empuje activo, que es el mínimo valor posible del empuje. Por el contrario, si se aplican fuerzas al muro de forma que éste empuje al relleno, el fallo se produce mediante una cuña mucho más amplia, que experimenta un ascenso. Este valor recibe el nombre de empuje pasivo y es el mayor valor que puede alcanzar el empuje. El empuje al reposo es

por tanto de valor intermedio entre el empuje activo y el empuje pasivo (Calavera, 1989).

2.3.32. FINALIDAD Y JUSTIFICACIÓN DEL REVESTIMIENTO EN

CANALES:

Según Pérez (2016), indica que Los revestimientos deben satisfacer los siguientes requerimientos:

- Crear una barrera impermeable al paso del agua disminuyendo las pérdidas de esta y permitiendo extender el beneficio del riego a una mayor superficie cultivable.
- Proteger las tierras colindantes de los daños que en ellas causa la filtración eliminando con esto la necesidad de costosas obras de drenaje.
- Proteger el canal contra la erosión permitiendo una mayor velocidad.
- Reducir el coeficiente de rugosidad permitiendo el aumento de velocidad.
- Evitar el ablandamiento de las tierras con la humedad y proteger así los taludes contra el derrumbamiento.
- Evitar el crecimiento de plantas acuáticas y también los huecos hechos por los animales.
- Como consecuencia de los numerales anteriores reducen considerablemente los costos de mantenimiento.

2.3.33. LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO EN CANALES:

Los levantamientos topográficos se realizan con el fin de determinar la configuración del terreno y la posición sobre la superficie de la tierra, de elementos naturales o instalaciones construidas por el hombre. En un levantamiento topográfico se toman los datos necesarios para la representación gráfica o elaboración del mapa del área en estudio (Casanova, 2002).

2.3.34. DISEÑO ESTRUCTURAL DE CANALES:

El diseño estructural proporciona un espesor adecuado de concreto y patrones de acero para el refuerzo, para resistir momentos de flexión, fuerzas hidrostáticas “empuje”, y esfuerzos de corte originados por cargas en la estructura (Obras Hidráulicas I, s.f.).

2.3.35. LA ESTABILIDAD DEL CANAL:

Proporciona dimensiones estructurales adecuadas de manera que, para la mayoría de los materiales del suelo de fundación, la estructura será: (1) resistente al deslizamiento y al volteo, (2) una estructura que previene la infiltración evitando la remoción de materiales de la fundación, y (3) una estructura que su fundación esté sometida a presiones menores que la máxima presión portante permitida (Obras Hidráulicas I, s.f.).

2.3.36. FACTOR DE SEGURIDAD (F.S):

Es el cual indica la ocurrencia o no de un tipo de falla que puede presentarse durante el proceso de análisis (Chávez, 2014).

2.3.37. GANCHOS ESTÁNDAR:

Según Reglamento Nacional de Edificaciones Norma E-060 Concreto Armado (2009), El término gancho estándar se emplea con el significado de una doblez de 90° más una extensión de $12d_b$ hasta el extremo libre de la barra.

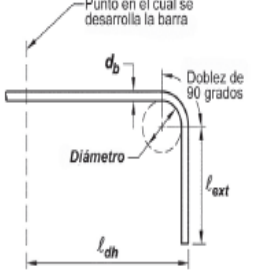
Tipo de gancho estándar	Diámetro de la barra	Diámetro interior mínimo de doblado, mm	Extensión recta ^[1] ℓ_{ext} , mm	Tipo de gancho estándar
Gancho de 90 grados	No. 10 a No. 25	$6d_b$	$12d_b$	
	No. 29 a No. 36	$8d_b$		
	No. 43 y No. 57	$10d_b$		

TABLA 1.10.- GEOMETRIA DEL GANCHO ESTANDAR PARA EL DESARROLLO DE BARRAS CORRUGADAS EN TRACCION (American Concrete Institute ACI 318-014, 2014).

2.4. HIPÓTESIS

Es posible diseñar un canal para riego y drenaje, de sección rectangular de concreto armado en el canal “YEURIN – CONCHAMARCA” que resista el empuje del talud en las zonas vulnerables.

2.5. VARIABLES

Dentro del informe de investigación presente se tendrán dos variables:

2.5.1. Variable dependiente

Diseño de un canal de sección rectangular de concreto armado para riego y drenaje.

2.5.2. Variable independiente

Taludes vulnerables.

2.6. OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES

Variable	Dimensión	Indicador	Medición
<p><u>Variable independiente</u></p> <p>Taludes vulnerables</p>	<ul style="list-style-type: none"> ✓ No vulnerable ✓ Medianamente vulnerable ✓ Vulnerable 	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Inspección ocular de los taludes. ✓ Apuntes de la inspección. ✓ Medición longitudinal del talud de falla. 	ML
<p><u>Variable dependiente</u></p> <p>Diseño de un canal de sección rectangular de concreto armado para riego y drenaje</p>	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Canal artesanal (rustico) ✓ Canal de concreto ciclópeo 	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Respuestas de la inspección ocular de los taludes vulnerables respecto al canal. ✓ Medición longitudinal y seccional del canal artesanal y de concreto ciclópeo. 	ML

CAPÍTULO III

METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

3.1. TIPO DE INVESTIGACIÓN

- De acuerdo con la intervención del investigador sobre el fenómeno estudiado fue Observacional, porque se sustentó con el uso de técnicas que permitieron adquirir información por medio de la observación directa. (Müggenburg y Pérez, 2007).
- De acuerdo con el nivel de profundidad de la búsqueda planeada del conocimiento que se pretende obtener fue de tipo descriptivo típico, porque se describió las características de una sola muestra (Müggenburg y Pérez, 2007).
- De acuerdo con el momento en que ocurre el fenómeno y su registro fue de tipo retrospectivo, porque se indagó sobre hechos ocurridos en el pasado. (Müggenburg y Pérez, 2007).
- De acuerdo con el número de momentos o puntos en el tiempo en los cuales se recolectan los datos fue de tipo transversal, porque se recolecto los datos de estudió de las variables en un solo momento, en un tiempo único (Hernández, Fernández y Baptista, 1991).

3.1.1. ENFOQUE:

El informe de investigación fue de tipo cuantitativo, debido a que se realizó a base de un enfoque objetivo de una realidad externa que se pretende describir, explicar y predecir en cuanto a la causalidad de sus hechos y fenómenos. La recolección de datos fue de tipo numérica, estandarizada y cuantificable. De esta forma, el análisis de información y la interpretación de sus resultados permitió fundamentar la comprobación o refutar la hipótesis (Muñoz, 2011).

3.1.2. ALCANCE:

El presente informe de investigación tuvo un alcance explicativo, porque se buscó responde las causas de los eventos (talud vulnerable) y fenómeno físico (pérdida del canal). Donde se concentró en explicar porque se relacionan las dos variables (Hernández, Fernández y Baptista, 2014).

3.1.3. DISEÑO:

El diseño de la presente investigación fue descriptivo, porque únicamente se midió y se recolectó datos sobre diversos aspectos, dimensiones o componentes del fenómeno a investigar (Hernández, Fernández y Baptista, 2003) y a través de los resultados de la investigación se pudo describir.

Es descriptivo porque solo se propuso el diseño del canal de concreto armado prescindiendo de su construcción, ya que el fenómeno en estudio (vulnerabilidad del talud) se dio en épocas de invierno, de darse la construcción de lo diseñado se podrá verificar objetivamente que si responde de manera estructural frente al talud vulnerable.

El presente estudio de investigación fue representado por medio del siguiente esquema descriptivo:



M= Taludes vulnerables del canal Yaurin-Conchamarca.

O1= Taludes vulnerables.

O2= Diseño de un canal de sección rectangular de concreto armado para riego y drenaje.

3.2. POBLACIÓN Y MUESTRA

- La población estuvo constituida por el canal Yaurin-Conchamarca. De 6.8 km de longitud,
- La muestra estuvo conformada por los taludes vulnerables del canal Yaurin-Conchamarca.

3.2.1 CRITERIOS DE INCLUSIÓN Y EXCLUSIÓN

a) Criterios de inclusión: se incluyó al estudio a:

- Taludes vulnerables para el desarrollo del diseño del canal.

b) Criterios de exclusión: se excluyó del estudio a:

- Taludes medianamente vulnerables.
- Taludes no vulnerables.

c) Criterios de eliminación:

- Zonas planas donde no exista taludes.

3.2.2 UBICACIÓN DE LA POBLACIÓN EN ESPACIO Y TIEMPO

a) Ubicación en espacio:

El presente estudio se llevó a cabo en el canal de riego Yaurin – Conchamarca, ubicado en el distrito de Conchamarca de la provincia de Ambo en la región Huánuco cuya longitud es de 6.8 km.

b) Ubicación en tiempo:

La duración del estudio fue durante los meses de Enero a Agosto del 2017.

3.3. TECNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS

3.3.1. PARA LA RECOLECCIÓN DE DATOS

TÉCNICA:

La técnica a usar en el presente estudio fue la observación para determinar los taludes vulnerables.

Levantamiento topográfico y el estudio de la mecánica de suelo por medio de una calicata en el talud vulnerable.

INSTRUMENTOS:

a) Inventariado de los taludes de zonas vulnerables en el canal Yaurin-Conchamarca (anexo 4):

Este instrumento consta de 2 preguntas tomadas en campo relacionadas al tipo de zona y su medición.

b) Inventariado del tipo de canal Yaurin-Conchamarca (Anexo 5):

Este instrumento consta de 2 preguntas tomadas en campo relacionadas al tipo de canal y su medición.

3.3.2. PARA LA PRESENTACIÓN DE DATOS

Se realizó mediante cuadro de resumen del estudio de la mecánica de suelo, Planos de acuerdo a especialidad de interés, y mediante cuadros de precipitaciones máximas obtenidos por el servicio nacional de meteorología e hidrología (SENAMHI).

3.3.3. PARA EL ANÁLISIS E INTERPRETACION DE LOS DATOS

Se realizó mediante:

- El estudio topográfico donde los datos obtenidos en campo fueron procesados mediante el AutoCAD civil 3D en el que se analizó e interpretó mediante planos.
- Para el estudio de la mecánica de suelos (Geotecnia) las muestras fueron extraídas en los puntos de estudio, donde luego fueron analizados en el laboratorio de suelos de la universidad de Huánuco e interpretadas mediante cuadros de resumen.
- Los datos de las precipitaciones máximas por 24 horas para la construcción de la curva IDT (Intensidad, Duración y Período de retorno) fueron extraídas del SENAMHI (Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología) para ser analizadas en cuadros e interpretadas en gráficos.
- Para la obtención del caudal de riego del canal Yaurin-Conchamarca, se consideró el señalado del expediente técnico: “Solicitud de licencia de uso de agua de la represa pichgacocha para fines agrícolas”, destinados para la comisión de regantes de la microcuenca pichgacocha.
- Finalmente, todos los datos obtenidos fueron procesados mediante el programa Microsoft Excel y dibujados mediante AutoCAD.

CAPÍTULO IV

RESULTADOS

Del estudio básico realizado en el canal Yaurin- Conchamarca de 6.8km: 8.59mts son taludes vulnerables, 3.26mts taludes medianamente vulnerables y 6.78815 km son taludes no vulnerables. Asimismo, 4 km son canales revestidos y 2.8 km son canales artesanales.

De los cortes transversales del estudio topográfico el canal presenta 5 áreas de drenaje, donde la ubicación de los taludes vulnerables corresponde a la tercera área de drenaje del kilómetro 2+580 al 3+535.97, que tiene las siguientes características: pendiente de 39.47%, área de drenaje de 2.868 has, longitud de drenaje de 955.97mts, ancho tributario de drenaje de 30 mts.

Dentro del cálculo del caudal hidrológico para la tercera área de drenaje se obtuvo 3.1536mts³/sg para una intensidad máxima de 791.71mm/hr y con un 0.50 de coeficiente de escorrentía.

Del estudio de la mecánica de suelo los resultados están representados en el anexo 9 y 10.

Finalmente, con los resultados hallados, descritos en los párrafos anteriores se ha determinado que es necesario diseñar un canal como se muestra en el anexo 18.

4.1 PROCESAMIENTO DE DATOS:

A) Procesamiento de datos para el canal ubicado en la calicata C-1

A.1. PASO N° 01: Se identificó el periodo de retorno de diseño (T), Vida útil (n), de la estructura para determinar la probabilidad de ocurrencia de que "Q" ocurra y no ocurra en "T" años y la probabilidad de riesgo o falla, luego se determinó el caudal máximo (Q_{drenaje} o $Q_{\text{hidrológico}}$) y para ello se usó datos del área de drenaje en estudio, obtenidos por la topográficos. Para calcular el tiempo de concentración por el método de kirpich, los datos obtenidos del SENAMHI como las precipitaciones máximas por 24 horas fue de interés para realizar la curva. T (INTENSIDAD, DURACION Y PERIODO), La información visual y el estudio topográfico fue de interés para determinar el coeficiente de escorrentía. Finalmente se calculó el caudal máximo (Q_{drenaje} o $Q_{\text{hidrológico}}$).

1.- CALCULO DEL CAUDAL HIDROLOGICO (Q max)

1.1.- ESTIMACION DEL PERIODO DE RETORNO DE DISEÑO (T), VIDA UTIL (n) Y LA PROBABILIDAD (P)

TIPO DE ESTRUCTURAS	PERIODO DE RETORNO (Años)
Puente sobre carretera importante.	50 ~ 100
Puente sobre carretera menos importante o alcantarilla sobre carretera importante	25
Alcantarillas sobre caminos secundarios	5 ~ 10
Drenaje lateral de los pavimentos, donde puede tolerarse encaramiento con lluvia de corta duracion.	1 ~ 2
Drenaje de aeropuerto	5
Drenaje urbano	2 ~ 10
Drenaje agrícola	5 ~ 10
Muros de encauzamiento	2 ~ 50*
* puede aumentar si estas obras protegen poblados de importancia.	
T = 10 año	n = 20 años

1.1.1.- LA PROBABILIDAD DE OCURENCIA DE QUE "Q" OCURRA EN "T" AÑOS SERA:

$$P = \frac{1}{T}$$

Siendo:

P : Probabilidad de ocurrencia de un caudal "Q"

$$P = 0.1 \cong 10\%$$

1.1.2.- LA PROBABILIDAD DE OCURENCIA DE QUE "Q" NO OCURRA EN CUALQUIER AÑO "T" SERA:

$$\bar{P} = 1 - P$$

Siendo:

\bar{P} : Probabilidad de ocurrencia de un caudal menor a "Q maximo"

$$\bar{P} = 0.9 \cong 90\%$$

* cuadro de resumen:

P =	10%	representa el % de la probabilidad de que un Q max ocurra en cualquier año "T".
\bar{P} =	90%	representa el % de la probabilidad de que un caudal < Q max, o sea de que Q max no ocurra en cualquier año "T".

1.1.3.- LA PROBABILIDAD DE OCURENCIA DE QUE "Q max" NO OCURRA EN "n" AÑOS SUCESIVOS, SERA:

$$\bar{P} * \bar{P} \dots \bar{P} = \bar{P}^n = \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n$$

$$\bar{P}^n = 0.12 \cong 12\%$$

1.1.4.- LA PROBABILIDAD DE OCURENCIA DE QUE "Q max" OCURRA AL MENOS UNA VEZ EN "n" AÑOS SUCESIVOS, SERA:

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n = 1 - \bar{P}^n$$

$$R = 0.88 \cong 88\%$$

donde:

R : conocida como riesgo o falla.

* cuadro de resumen:

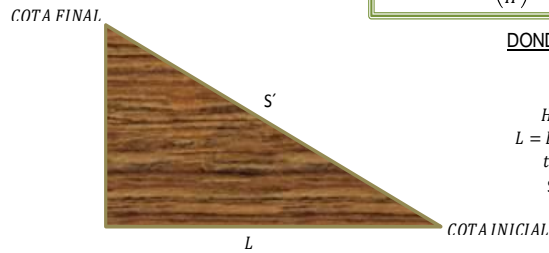
\bar{P}^n =	12%	representa el % de la probabilidad de que un caudal < Q max, o sea de que Q max no ocurra en "n" años sucesivos.
R =	88%	representa el % de la probabilidad de que un Q max ocurra al menos una vez en "n" años sucesivos. Es decir es la probabilidad de que la obra falle durante su vida útil.

1.2.- CALCULO DEL CAUDAL MAXIMO

1.2.1.- CALCULO DEL TIEMPO DE CONCENTRACION

* METODO KIRPICH

$$t_c = 0.0195 * \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0.385}$$



DONDE:

Cota inicial =	2539.880 m.s.n.m
Cota final =	2551.720 m.s.n.m
H = Diferencia de elevacion =	11.84 m
L = B = Longitud max de recorrido =	30.00 m
t_c = Tiempo de concentración =	0.38 min
S' = Pendiente del talud=	39.47%

1.2.2.- CALCULO DE LA INTENSIDAD MAXIMA

A) CONSTRUIR CURVAS DE INTENSIDAD-DURACIÓN-PERODO DE RETORNO (IDT) UTILIZANDO EL MODELO DE DYCK Y PESCHKE.

A.1) CUADRO.- LLUVIA MÁXIMA PARA DIFERENTES DURACIONES:
CONSTA EN DESCOMPONER LA PRECIPITACION DE 24HORAS, EN DIFERENTES DURACIONES.

$$P_D = P_{24h} \left(\frac{D}{1440} \right)^{0.25}$$

P_D =Precipitación total (mm).
 D = duracion en min.
 P_{24h} =Precipitación Máxima en 24 horas (mm).

Año	Pmax 24h anual (mm)	Duracion en minutos (D)					
		20 min	30 min	60 min	120 min	180 min	240 min
1993	18.00	6.18	6.84	8.13	9.67	10.70	11.50
1994	24.00	8.24	9.12	10.84	12.89	14.27	15.33
1995	18.90	6.49	7.18	8.54	10.15	11.24	12.08
1996	17.10	5.87	6.50	7.73	9.19	10.17	10.93
1997	11.40	3.91	4.33	5.15	6.13	6.78	7.28
1998	27.50	9.44	10.45	12.42	14.78	16.35	17.57
1999	33.00	11.33	12.54	14.91	17.73	19.62	21.09
2000	20.30	6.97	7.71	9.17	10.91	12.07	12.97
2001	48.70	16.72	18.50	22.00	26.17	28.96	31.12
2002	27.20	9.34	10.33	12.29	14.61	16.17	17.38
2003	23.00	7.90	8.74	10.39	12.36	13.68	14.70
2004	17.60	6.04	6.69	7.95	9.46	10.47	11.25
2005	25.50	8.75	9.69	11.52	13.70	15.16	16.29
2006	28.00	9.61	10.64	12.65	15.04	16.65	17.89
2007	27.30	9.37	10.37	12.33	14.67	16.23	17.44
2008	33.10	11.36	12.58	14.95	17.78	19.68	21.15
2009	19.60	6.73	7.45	8.86	10.53	11.65	12.52
2010	22.60	7.76	8.59	10.21	12.14	13.44	14.44
2011	36.20	12.43	13.75	16.36	19.45	21.52	23.13
2012	30.70	10.54	11.66	13.87	16.49	18.25	19.62
2013	19.90	6.83	7.56	8.99	10.69	11.83	12.71
2014	24.80	8.51	9.42	11.20	13.32	14.75	15.85
2015	31.70	10.88	12.04	14.32	17.03	18.85	20.25
2016	18.00	6.18	6.84	8.13	9.67	10.70	11.50
2017	38.20	13.11	14.51	17.26	20.52	22.71	24.41

A.2) CUADRO.- INTENSIDADES MÁXIMAS PARA DIFERENTES DURACIONES:
CONSTA EN TRANSFORMAR LAS LLUVIAS MÁXIMAS EN mm A
INTENSIDAD EN mm/hr DESCOMPONER LA PRECIPITACION DE 24HORAS,
EN DIFERENTES DURACIONES.

$$I = \frac{60xP_D}{D}$$

I = Intensidad Maxima (mm/hr).
 D = Duración en min.
 P_D = Precipitación total (mm).

N°	AÑOS	Duracion en minutos (D)					
		20 min	30 min	60 min	120 min	180 min	240 min
1	1993	18.54	13.68	8.13	4.84	3.57	2.88
2	1994	24.72	18.24	10.84	6.45	4.76	3.83
3	1995	19.46	14.36	8.54	5.08	3.75	3.02
4	1996	17.61	12.99	7.73	4.59	3.39	2.73
5	1997	11.74	8.66	5.15	3.06	2.26	1.82
6	1998	28.32	20.90	12.42	7.39	5.45	4.39
7	1999	33.99	25.07	14.91	8.87	6.54	5.27
8	2000	20.91	15.42	9.17	5.45	4.02	3.24
9	2001	50.16	37.00	22.00	13.08	9.65	7.78
10	2002	28.01	20.67	12.29	7.31	5.39	4.34
11	2003	23.69	17.48	10.39	6.18	4.56	3.67
12	2004	18.13	13.37	7.95	4.73	3.49	2.81
13	2005	26.26	19.38	11.52	6.85	5.05	4.07
14	2006	28.84	21.28	12.65	7.52	5.55	4.47
15	2007	28.12	20.74	12.33	7.33	5.41	4.36
16	2008	34.09	25.15	14.95	8.89	6.56	5.29
17	2009	20.19	14.89	8.86	5.27	3.88	3.13
18	2010	23.28	17.17	10.21	6.07	4.48	3.61
19	2011	37.28	27.51	16.36	9.72	7.17	5.78
20	2012	31.62	23.33	13.87	8.25	6.08	4.90
21	2013	20.49	15.12	8.99	5.35	3.94	3.18
22	2014	25.54	18.84	11.20	6.66	4.92	3.96
23	2015	32.65	24.09	14.32	8.52	6.28	5.06
24	2016	18.54	13.68	8.13	4.84	3.57	2.88
25	2017	39.34	29.03	17.26	10.26	7.57	6.10

A.3) CUADRO.- INTENSIDADES MÁXIMAS PARA DIFERENTES DURACIONES Y PERIODOS DE RETORNO:

CONSTA EN ORDENAR DE MAYOR A MENOR LAS I_{max} Y CALCULAR SUS PERIODOS DE RETORNO CON LA FORMULA DE WEIBULL.

n = 25

$$T = \frac{n+1}{m}$$

T = Periodo de retorno, en años.
 n = Número de años
 m = Número de orden.

N° Orden	T (Años)	Duracion en minutos (D)					
		20 min	30 min	60 min	120 min	180 min	240 min
1	26.00	50.16	37.00	22.00	13.08	9.65	7.78
2	13.00	39.34	29.03	17.26	10.26	7.57	6.10
3	8.67	37.28	27.51	16.36	9.72	7.17	5.78
4	6.50	34.09	25.15	14.95	8.89	6.56	5.29
5	5.20	33.99	25.07	14.91	8.87	6.54	5.27
6	4.33	32.65	24.09	14.32	8.52	6.28	5.06
7	3.71	31.62	23.33	13.87	8.25	6.08	4.90
8	3.25	28.84	21.28	12.65	7.52	5.55	4.47
9	2.89	28.32	20.90	12.42	7.39	5.45	4.39
10	2.60	28.12	20.74	12.33	7.33	5.41	4.36
11	2.36	28.01	20.67	12.29	7.31	5.39	4.34
12	2.17	26.26	19.38	11.52	6.85	5.05	4.07
13	2.00	25.54	18.84	11.20	6.66	4.92	3.96
14	1.86	24.72	18.24	10.84	6.45	4.76	3.83
15	1.73	23.69	17.48	10.39	6.18	4.56	3.67
16	1.63	23.28	17.17	10.21	6.07	4.48	3.61
17	1.53	20.91	15.42	9.17	5.45	4.02	3.24
18	1.44	20.49	15.12	8.99	5.35	3.94	3.18
19	1.37	20.19	14.89	8.86	5.27	3.88	3.13
20	1.30	19.46	14.36	8.54	5.08	3.75	3.02
21	1.24	18.54	13.68	8.13	4.84	3.57	2.88
22	1.18	18.54	13.68	8.13	4.84	3.57	2.88
23	1.13	18.13	13.37	7.95	4.73	3.49	2.81
24	1.08	17.61	12.99	7.73	4.59	3.39	2.73
25	1.04	11.74	8.66	5.15	3.06	2.26	1.82

	ABREVIATURAS			Y	X1	X2	Y.X1	X1^2	X1.X2	X2.Y	X2^2
	Imax (mm/ho)	T años	D min	LOG(Imax)	LOG(T)	LOG(D)	Log(I)xLog(T)	Log(T)^2	Log(T)xLog(D)	Log(D)xLog(I)	Log(D)^2
1	50.16	26.00	20 min	1.700	1.415	1.301	2.406	2.002	1.841	2.212	1.693
2	37.00	26.00	30 min	1.568	1.415	1.477	2.219	2.002	2.090	2.316	2.182
3	22.00	26.00	60 min	1.342	1.415	1.778	1.900	2.002	2.516	2.387	3.162
4	13.08	26.00	120 min	1.117	1.415	2.079	1.580	2.002	2.942	2.322	4.323
5	9.65	26.00	180 min	0.985	1.415	2.255	1.393	2.002	3.191	2.221	5.086
6	7.78	26.00	240 min	0.891	1.415	2.380	1.261	2.002	3.368	2.121	5.665
7	39.34	13.00	20 min	1.595	1.114	1.301	1.777	1.241	1.449	2.075	1.693
8	29.03	13.00	30 min	1.463	1.114	1.477	1.629	1.241	1.645	2.161	2.182
9	17.26	13.00	60 min	1.237	1.114	1.778	1.378	1.241	1.981	2.200	3.162
10	10.26	13.00	120 min	1.011	1.114	2.079	1.126	1.241	2.316	2.103	4.323
11	7.57	13.00	180 min	0.879	1.114	2.255	0.979	1.241	2.512	1.983	5.086
12	6.10	13.00	240 min	0.785	1.114	2.380	0.875	1.241	2.651	1.870	5.665
13	37.28	8.67	20 min	1.571	0.938	1.301	1.474	0.880	1.220	2.045	1.693
14	27.51	8.67	30 min	1.439	0.938	1.477	1.350	0.880	1.385	2.126	2.182
15	16.36	8.67	60 min	1.214	0.938	1.778	1.138	0.880	1.668	2.158	3.162
16	9.72	8.67	120 min	0.988	0.938	2.079	0.926	0.880	1.950	2.054	4.323
17	7.17	8.67	180 min	0.856	0.938	2.255	0.803	0.880	2.115	1.930	5.086
18	5.78	8.67	240 min	0.762	0.938	2.380	0.715	0.880	2.232	1.814	5.665
19	34.09	6.50	20 min	1.533	0.813	1.301	1.246	0.661	1.058	1.994	1.693
20	25.15	6.50	30 min	1.401	0.813	1.477	1.139	0.661	1.201	2.069	2.182
21	14.95	6.50	60 min	1.175	0.813	1.778	0.955	0.661	1.445	2.089	3.162
22	8.89	6.50	120 min	0.949	0.813	2.079	0.771	0.661	1.690	1.973	4.323
23	6.56	6.50	180 min	0.817	0.813	2.255	0.664	0.661	1.833	1.842	5.086
24	5.29	6.50	240 min	0.723	0.813	2.380	0.588	0.661	1.935	1.721	5.665
25	33.99	5.20	20 min	1.531	0.716	1.301	1.096	0.513	0.932	1.992	1.693
26	25.07	5.20	30 min	1.399	0.716	1.477	1.002	0.513	1.058	2.067	2.182
27	14.91	5.20	60 min	1.173	0.716	1.778	0.840	0.513	1.273	2.087	3.162
28	8.87	5.20	120 min	0.948	0.716	2.079	0.679	0.513	1.489	1.970	4.323
29	6.54	5.20	180 min	0.816	0.716	2.255	0.584	0.513	1.615	1.839	5.086
30	5.27	5.20	240 min	0.722	0.716	2.380	0.517	0.513	1.704	1.718	5.665
31	32.65	4.33	20 min	1.514	0.637	1.301	0.964	0.406	0.829	1.970	1.693
32	24.09	4.33	30 min	1.382	0.637	1.477	0.880	0.406	0.941	2.041	2.182
33	14.32	4.33	60 min	1.156	0.637	1.778	0.736	0.406	1.132	2.056	3.162
34	8.52	4.33	120 min	0.930	0.637	2.079	0.592	0.406	1.324	1.934	4.323
35	6.28	4.33	180 min	0.798	0.637	2.255	0.508	0.406	1.436	1.800	5.086
36	5.06	4.33	240 min	0.704	0.637	2.380	0.449	0.406	1.516	1.677	5.665
37	31.62	3.71	20 min	1.500	0.570	1.301	0.855	0.325	0.741	1.951	1.693
38	23.33	3.71	30 min	1.368	0.570	1.477	0.780	0.325	0.842	2.020	2.182
39	13.87	3.71	60 min	1.142	0.570	1.778	0.651	0.325	1.013	2.031	3.162
40	8.25	3.71	120 min	0.916	0.570	2.079	0.522	0.325	1.185	1.905	4.323
41	6.08	3.71	180 min	0.784	0.570	2.255	0.447	0.325	1.285	1.769	5.086
42	4.90	3.71	240 min	0.691	0.570	2.380	0.394	0.325	1.356	1.644	5.665
43	28.84	3.25	20 min	1.460	0.512	1.301	0.747	0.262	0.666	1.899	1.693
44	21.28	3.25	30 min	1.328	0.512	1.477	0.680	0.262	0.756	1.961	2.182
45	12.65	3.25	60 min	1.102	0.512	1.778	0.564	0.262	0.910	1.960	3.162
46	7.52	3.25	120 min	0.876	0.512	2.079	0.449	0.262	1.064	1.822	4.323
47	5.55	3.25	180 min	0.744	0.512	2.255	0.381	0.262	1.154	1.679	5.086
48	4.47	3.25	240 min	0.651	0.512	2.380	0.333	0.262	1.218	1.548	5.665
49	28.32	2.89	20 min	1.452	0.461	1.301	0.669	0.212	0.599	1.889	1.693
50	20.90	2.89	30 min	1.320	0.461	1.477	0.608	0.212	0.681	1.950	2.182
51	12.42	2.89	60 min	1.094	0.461	1.778	0.504	0.212	0.819	1.946	3.162
52	7.39	2.89	120 min	0.869	0.461	2.079	0.400	0.212	0.958	1.806	4.323
53	5.45	2.89	180 min	0.736	0.461	2.255	0.339	0.212	1.039	1.661	5.086
54	4.39	2.89	240 min	0.643	0.461	2.380	0.296	0.212	1.097	1.530	5.665
55	28.12	2.60	20 min	1.449	0.415	1.301	0.601	0.172	0.540	1.885	1.693
56	20.74	2.60	30 min	1.317	0.415	1.477	0.546	0.172	0.613	1.945	2.182
57	12.33	2.60	60 min	1.091	0.415	1.778	0.453	0.172	0.738	1.940	3.162
58	7.33	2.60	120 min	0.865	0.415	2.079	0.359	0.172	0.863	1.799	4.323
59	5.41	2.60	180 min	0.733	0.415	2.255	0.304	0.172	0.936	1.654	5.086
60	4.36	2.60	240 min	0.640	0.415	2.380	0.265	0.172	0.988	1.522	5.665
61	28.01	2.36	20 min	1.447	0.374	1.301	0.541	0.140	0.486	1.883	1.693
62	20.67	2.36	30 min	1.315	0.374	1.477	0.491	0.140	0.552	1.943	2.182
63	12.29	2.36	60 min	1.090	0.374	1.778	0.407	0.140	0.664	1.937	3.162
64	7.31	2.36	120 min	0.864	0.374	2.079	0.323	0.140	0.777	1.796	4.323
65	5.39	2.36	180 min	0.732	0.374	2.255	0.273	0.140	0.843	1.650	5.086
66	4.34	2.36	240 min	0.638	0.374	2.380	0.238	0.140	0.889	1.519	5.665
67	26.26	2.17	20 min	1.419	0.336	1.301	0.477	0.113	0.437	1.847	1.693
68	19.38	2.17	30 min	1.287	0.336	1.477	0.432	0.113	0.496	1.901	2.182
69	11.52	2.17	60 min	1.061	0.336	1.778	0.356	0.113	0.597	1.887	3.162
70	6.85	2.17	120 min	0.836	0.336	2.079	0.281	0.113	0.698	1.738	4.323
71	5.05	2.17	180 min	0.704	0.336	2.255	0.236	0.113	0.757	1.587	5.086
72	4.07	2.17	240 min	0.610	0.336	2.380	0.205	0.113	0.799	1.452	5.665
73	25.54	2.00	20 min	1.407	0.301	1.301	0.424	0.091	0.392	1.831	1.693
74	18.84	2.00	30 min	1.275	0.301	1.477	0.384	0.091	0.445	1.884	2.182
75	11.20	2.00	60 min	1.049	0.301	1.778	0.316	0.091	0.535	1.866	3.162

76	6.66	2.00	120 min	0.824	0.301	2.079	0.248	0.091	0.626	1.712	4.323
77	4.92	2.00	180 min	0.692	0.301	2.255	0.208	0.091	0.679	1.560	5.086
78	3.96	2.00	240 min	0.598	0.301	2.380	0.180	0.091	0.717	1.423	5.665
79	24.72	1.86	20 min	1.393	0.269	1.301	0.375	0.072	0.350	1.812	1.693
80	18.24	1.86	30 min	1.261	0.269	1.477	0.339	0.072	0.397	1.863	2.182
81	10.84	1.86	60 min	1.035	0.269	1.778	0.278	0.072	0.478	1.841	3.162
82	6.45	1.86	120 min	0.809	0.269	2.079	0.218	0.072	0.559	1.683	4.323
83	4.76	1.86	180 min	0.677	0.269	2.255	0.182	0.072	0.606	1.528	5.086
84	3.83	1.86	240 min	0.584	0.269	2.380	0.157	0.072	0.640	1.389	5.665
85	23.69	1.73	20 min	1.375	0.239	1.301	0.328	0.057	0.311	1.788	1.693
86	17.48	1.73	30 min	1.242	0.239	1.477	0.297	0.057	0.353	1.835	2.182
87	10.39	1.73	60 min	1.017	0.239	1.778	0.243	0.057	0.425	1.808	3.162
88	6.18	1.73	120 min	0.791	0.239	2.079	0.189	0.057	0.497	1.644	4.323
89	4.56	1.73	180 min	0.659	0.239	2.255	0.157	0.057	0.539	1.486	5.086
90	3.67	1.73	240 min	0.565	0.239	2.380	0.135	0.057	0.569	1.345	5.665
91	23.28	1.63	20 min	1.367	0.211	1.301	0.288	0.044	0.274	1.778	1.693
92	17.17	1.63	30 min	1.235	0.211	1.477	0.260	0.044	0.311	1.824	2.182
93	10.21	1.63	60 min	1.009	0.211	1.778	0.213	0.044	0.375	1.794	3.162
94	6.07	1.63	120 min	0.783	0.211	2.079	0.165	0.044	0.438	1.629	4.323
95	4.48	1.63	180 min	0.651	0.211	2.255	0.137	0.044	0.476	1.469	5.086
96	3.61	1.63	240 min	0.558	0.211	2.380	0.118	0.044	0.502	1.327	5.665
97	20.91	1.53	20 min	1.320	0.185	1.301	0.244	0.034	0.240	1.718	1.693
98	15.42	1.53	30 min	1.188	0.185	1.477	0.219	0.034	0.273	1.755	2.182
99	9.17	1.53	60 min	0.962	0.185	1.778	0.178	0.034	0.328	1.711	3.162
100	5.45	1.53	120 min	0.737	0.185	2.079	0.136	0.034	0.384	1.532	4.323
101	4.02	1.53	180 min	0.605	0.185	2.255	0.112	0.034	0.416	1.364	5.086
102	3.24	1.53	240 min	0.511	0.185	2.380	0.094	0.034	0.439	1.216	5.665
103	20.49	1.44	20 min	1.312	0.160	1.301	0.209	0.026	0.208	1.706	1.693
104	15.12	1.44	30 min	1.180	0.160	1.477	0.188	0.026	0.236	1.742	2.182
105	8.99	1.44	60 min	0.954	0.160	1.778	0.152	0.026	0.284	1.696	3.162
106	5.35	1.44	120 min	0.728	0.160	2.079	0.116	0.026	0.332	1.514	4.323
107	3.94	1.44	180 min	0.596	0.160	2.255	0.095	0.026	0.360	1.344	5.086
108	3.18	1.44	240 min	0.502	0.160	2.380	0.080	0.026	0.380	1.195	5.665
109	20.19	1.37	20 min	1.305	0.136	1.301	0.178	0.019	0.177	1.698	1.693
110	14.89	1.37	30 min	1.173	0.136	1.477	0.160	0.019	0.201	1.733	2.182
111	8.86	1.37	60 min	0.947	0.136	1.778	0.129	0.019	0.242	1.684	3.162
112	5.27	1.37	120 min	0.721	0.136	2.079	0.098	0.019	0.283	1.500	4.323
113	3.88	1.37	180 min	0.589	0.136	2.255	0.080	0.019	0.307	1.329	5.086
114	3.13	1.37	240 min	0.496	0.136	2.380	0.068	0.019	0.324	1.180	5.665
115	19.46	1.30	20 min	1.289	0.114	1.301	0.147	0.013	0.148	1.677	1.693
116	14.36	1.30	30 min	1.157	0.114	1.477	0.132	0.013	0.168	1.709	2.182
117	8.54	1.30	60 min	0.931	0.114	1.778	0.106	0.013	0.203	1.656	3.162
118	5.08	1.30	120 min	0.706	0.114	2.079	0.080	0.013	0.237	1.467	4.323
119	3.75	1.30	180 min	0.574	0.114	2.255	0.065	0.013	0.257	1.294	5.086
120	3.02	1.30	240 min	0.480	0.114	2.380	0.055	0.013	0.271	1.142	5.665
121	18.54	1.24	20 min	1.268	0.093	1.301	0.118	0.009	0.121	1.650	1.693
122	13.68	1.24	30 min	1.136	0.093	1.477	0.105	0.009	0.137	1.678	2.182
123	8.13	1.24	60 min	0.910	0.093	1.778	0.084	0.009	0.165	1.619	3.162
124	4.84	1.24	120 min	0.684	0.093	2.079	0.063	0.009	0.193	1.423	4.323
125	3.57	1.24	180 min	0.552	0.093	2.255	0.051	0.009	0.209	1.246	5.086
126	2.88	1.24	240 min	0.459	0.093	2.380	0.043	0.009	0.221	1.092	5.665
127	18.54	1.18	20 min	1.268	0.073	1.301	0.092	0.005	0.094	1.650	1.693
128	13.68	1.18	30 min	1.136	0.073	1.477	0.082	0.005	0.107	1.678	2.182
129	8.13	1.18	60 min	0.910	0.073	1.778	0.066	0.005	0.129	1.619	3.162
130	4.84	1.18	120 min	0.684	0.073	2.079	0.050	0.005	0.151	1.423	4.323
131	3.57	1.18	180 min	0.552	0.073	2.255	0.040	0.005	0.164	1.246	5.086
132	2.88	1.18	240 min	0.459	0.073	2.380	0.033	0.005	0.173	1.092	5.665
133	18.13	1.13	20 min	1.258	0.053	1.301	0.067	0.003	0.069	1.637	1.693
134	13.37	1.13	30 min	1.126	0.053	1.477	0.060	0.003	0.079	1.664	2.182
135	7.95	1.13	60 min	0.900	0.053	1.778	0.048	0.003	0.095	1.601	3.162
136	4.73	1.13	120 min	0.675	0.053	2.079	0.036	0.003	0.111	1.403	4.323
137	3.49	1.13	180 min	0.543	0.053	2.255	0.029	0.003	0.120	1.224	5.086
138	2.81	1.13	240 min	0.449	0.053	2.380	0.024	0.003	0.127	1.069	5.665
139	17.61	1.08	20 min	1.246	0.035	1.301	0.043	0.001	0.045	1.621	1.693
140	12.99	1.08	30 min	1.114	0.035	1.477	0.039	0.001	0.051	1.645	2.182
141	7.73	1.08	60 min	0.888	0.035	1.778	0.031	0.001	0.062	1.579	3.162
142	4.59	1.08	120 min	0.662	0.035	2.079	0.023	0.001	0.072	1.377	4.323
143	3.39	1.08	180 min	0.530	0.035	2.255	0.018	0.001	0.078	1.196	5.086
144	2.73	1.08	240 min	0.436	0.035	2.380	0.015	0.001	0.083	1.039	5.665
145	11.74	1.04	20 min	1.070	0.017	1.301	0.018	0.000	0.022	1.392	1.693
146	8.66	1.04	30 min	0.938	0.017	1.477	0.016	0.000	0.025	1.385	2.182
147	5.15	1.04	60 min	0.712	0.017	1.778	0.012	0.000	0.030	1.266	3.162
148	3.06	1.04	120 min	0.486	0.017	2.079	0.008	0.000	0.035	1.011	4.323
149	2.26	1.04	180 min	0.354	0.017	2.255	0.006	0.000	0.038	0.798	5.086
150	1.82	1.04	240 min	0.260	0.017	2.380	0.004	0.000	0.041	0.620	5.665
SUMATORIAS				145.334	61.102	281.774	65.835	43.793	114.780	255.411	552.776

A.4) CALCULO DE LA ECUACIÓN DE LA INTENSIDAD MAXIMA

$$I_{max} = \frac{KxT^a}{D^b}$$

donde:

I_{max} = Intensidad maxima en (mm/hr)

K, a, b = parametros característicos de la zona de estudio

T = periodo de retorno en años

D = duracion de la precipitacion en minutos

n = numero de tripletas (I_{max}, T y D), para este caso serian $n = 150$

*Los parametros a estimar son: $a_0 = \log(K)$

$a_1 = a$

$a_2 = b$

Ecuaciones para determinar K, a y b

$$\sum Y = a_0 \cdot n + a_1 \cdot \sum X_1 + a_2 \cdot \sum X_2 =$$

$$145.334 = a_0 \cdot 150.000 + a_1 \cdot 61.102 + a_2 \cdot 281.774$$

$$(\sum X_1 \cdot Y) = a_0 \cdot \sum X_1 + a_1 \cdot (\sum X_1^2) + a_2 \cdot (\sum X_1 \cdot X_2)$$

$$65.835 = a_0 \cdot 61.102 + a_1 \cdot 43.793 + a_2 \cdot 114.780$$

$$(\sum X_2 \cdot Y) = a_0 \cdot \sum X_2 + a_1 \cdot (\sum X_1 \cdot X_2) + a_2 \cdot (\sum X_2^2)$$

$$255.411 = a_0 \cdot 281.774 + a_1 \cdot 114.780 + a_2 \cdot 552.776$$

$$\begin{pmatrix} a_0 \\ a_1 \\ a_2 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 150.000 & 61.102 & 281.774 \\ 61.102 & 43.793 & 114.780 \\ 281.774 & 114.780 & 552.776 \end{pmatrix}^{-1} \times \begin{pmatrix} 145.334 \\ 65.835 \\ 255.411 \end{pmatrix}$$

$$\begin{pmatrix} a_0 \\ a_1 \\ a_2 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0.1658291 & -0.0215486 & -0.0800559 \\ -0.0215486 & 0.0528998 & 0.0000000 \\ -0.0800559 & 0.0000000 & 0.0426171 \end{pmatrix} \times \begin{pmatrix} 145.334 \\ 65.835 \\ 255.411 \end{pmatrix}$$

Desarrollando la matriz se obtiene:

$$\begin{matrix} a_0 = \log(K) = & 2.234833 \\ a_1 = a = & 0.3508865 \\ a_2 = b = & -0.750 \end{matrix}$$



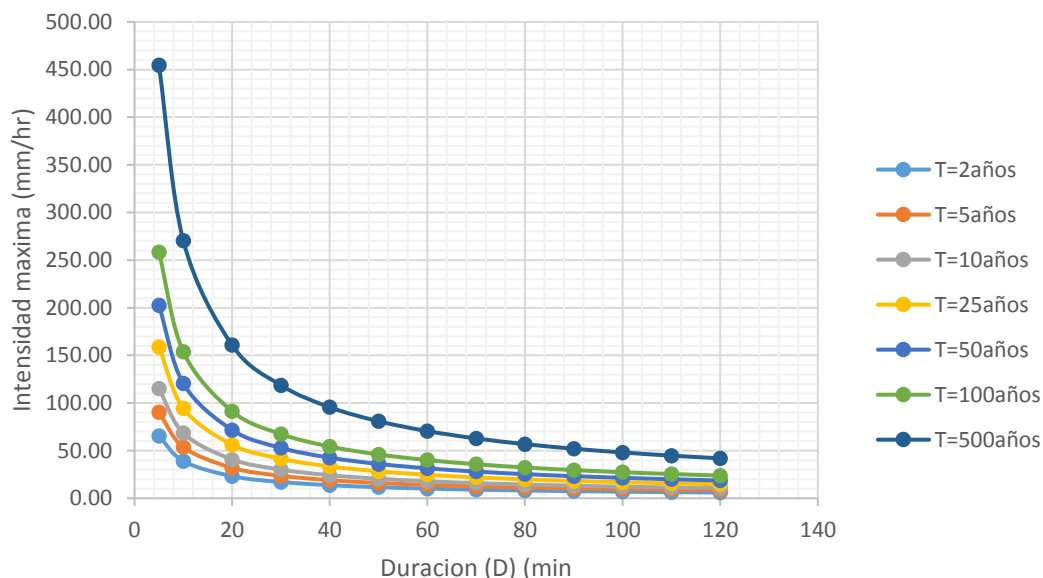
$$\begin{matrix} K = & 171.7247876 \\ a = & 0.351 \\ b = & 0.750 \end{matrix}$$

A.5) CURVA IDT

$$I_{max} = \frac{171.725 \times T^{0.351}}{D^{0.7500}}$$

Duración (D) (min)	Periodo de Retorno (T) en años						
	T=2años	T=5años	T=10años	T=25años	T=50años	T=100años	T=500años
5	65.50	90.34	115.21	158.90	202.65	258.45	454.61
10	38.95	53.71	68.50	94.48	120.50	153.68	270.31
20	23.16	31.94	40.73	56.18	71.65	91.38	160.73
30	17.09	23.56	30.05	41.45	52.86	67.42	118.58
40	13.77	18.99	24.22	33.40	42.60	54.33	95.57
50	11.65	16.06	20.49	28.26	36.04	45.96	80.84
60	10.16	14.01	17.87	24.65	31.43	40.09	70.51
70	9.05	12.48	15.92	21.95	28.00	35.71	62.81
80	8.19	11.29	14.40	19.86	25.33	32.31	56.83
90	7.50	10.34	13.18	18.18	23.19	29.57	52.02
100	6.93	9.55	12.18	16.80	21.43	27.33	48.07
110	6.45	8.89	11.34	15.64	19.95	25.44	44.75
120	6.04	8.33	10.63	14.65	18.69	23.84	41.93

CURVA I.D.T DE LA ESTACIÓN DE HUÁNUCO AGROPECUARIO



PERIODO DE RETORNO T (AÑOS)	DURACION D(min)	INTENSIDAD MAXIMA I(mm/hr)
10 años	0.38 min	791.7125978

1.2.3.- CALCULO DEL COEFICIENTE DE ESCORRENTIA (C) Pendiente = S = 39%

COBERTURA VEGETAL	TIPO DE SUELO	PENDIENTE DEL TERRENO				
		PRONUNCIADA	ALTA	MEDIA	SUAVE	DESPRECIABLE
		> 50%	> 20%	> 5%	> 1%	< 1%
Sin vegetacion	Impermeable	0.8	0.75	0.7	0.65	0.6
	Semipermeable	0.7	0.65	0.6	0.55	0.5
	Permeable	0.5	0.45	0.4	0.35	0.3
Cultivos	Impermeable	0.7	0.65	0.6	0.55	0.5
	Semipermeable	0.6	0.55	0.5	0.45	0.4
	Permeable	0.4	0.35	0.3	0.25	0.2
Pastos, vegetación ligera	Impermeable	0.65	0.6	0.55	0.5	0.45
	Semipermeable	0.55	0.5	0.45	0.4	0.35
	Permeable	0.35	0.3	0.25	0.2	0.15
Hierba, grama	Impermeable	0.6	0.55	0.5	0.45	0.4
	Semipermeable	0.5	0.45	0.4	0.35	0.3
	Permeable	0.3	0.25	0.2	0.15	0.1
Bosques, densa vegetación	Impermeable	0.55	0.5	0.45	0.4	0.35
	Semipermeable	0.45	0.4	0.35	0.3	0.25
	Permeable	0.25	0.2	0.15	0.1	0.05

COBERTURA VEGETAL	TIPO DE SUELO	PEND. DEL TERRENO	C
Pastos, vegetación ligera	Semipermeable	> 20%	0.50

CALCULO DEL CAUDAL MAXIMO (Q drenaje o Q hidrológico)

Donde:

1/360 ; coeficiente de transformacion de unidades

$$Q = \frac{C * I * A}{360}$$

* B; distancia horizontal de drenaje

* Ld; Longitud de drenaje del canal

* A; Área de drenaje (has); $A = Ld * B$

B = 30.000 m

Ld = 955.97 m

A = 2.868 has

$Q_{DRENAJE} =$	3.1536 m3/sg
$Q_{DRENAJE} =$	3153.5562 Lt/sg

A.2. PASO N° 02: Se realizó el diseño hidráulico del canal partiendo con los datos conocidos del Q_{riego} y del Q_{drenaje} en donde para el $Q_{\text{diseño}}$ se consideró la suma del Q_{riego} más un porcentaje del Q_{drenaje} , logrando así obtenerse todos los parámetros hidráulicos del canal como fue el tirante hidráulico, área mojada, perímetro mojado, velocidad del flujo, altura constructiva del canal, etc. Finalmente se realizó la verificación con respecto al drenaje superficial, donde se calculó el número de aliviadero a ejecutarse para que el canal funcione satisfactoriamente como riego y drenaje.

2.- DISEÑO HIDRAULICO DEL CANAL

*CAUDAL DETERMINADO POR EL ESTUDIO HIDROLOGICO.

$$Q_{\text{DRENAJE}} = 3.1536 \text{ m}^3/\text{sg}$$

*CAUDAL DETERMINADO POR EL EXPEDIENTE AGRICOLA.

$$Q_{\text{RIEGO}} = 0.1321 \text{ m}^3/\text{sg}$$

DATOS DE ENTRADA:

• SECCION SIN RECUBRIMIENTO:

% De Aportación del $Q_{\text{HIDROLOGICO}} = 27.5\%$

$$Q_{\text{DISEÑO}} = Q_{\text{RIEGO}} + \%Q_{\text{HIDROLOGICO}}$$

Q. diseño = 0.9993 m³/s = 999.298 Lt/sg

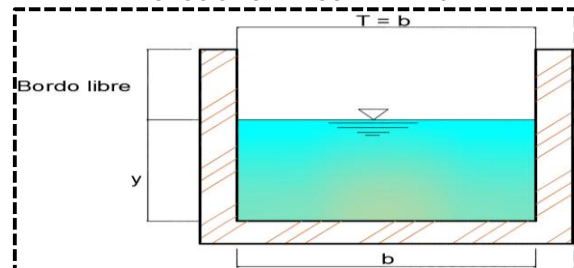
S = 0.0105 m/m

n = 0.01350

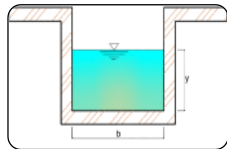
b" = 0.60 m base propuesta

b' = 0.64 m base por diseño estructural

b = 0.64 m base de diseño



-Cálculo de parámetros para la ecuación de manning



$$\begin{aligned} \text{Área hidráulica (A)} &: b \cdot y = 0.64y \\ \text{Perímetro Mojado (P)} &: b + 2y = 0.64 + 2y \\ \text{Radio hidráulico (R)} &: \frac{b \cdot y}{b + (2 \cdot y)} = \frac{0.64y}{0.64 + 2y} \end{aligned}$$

-Cálculo del tirante del canal (y)

Ecuación de manning:

Donde:

A : Área hidráulica de la sección del canal

R : Radio hidráulico

S : Pendiente del canal

n : Rugosidad de Manning

$$Q = \frac{A \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2}}{n}$$

Reemplazando los datos que se tiene en la siguiente ecuación:

$$\left(\frac{Q \cdot n}{S^{1/2}} \right) = \left(\frac{b \cdot y}{b + (2 \cdot y)} \right)^{2/3} \cdot (b \cdot y)$$

Por tanteo.

y	$\left(\frac{b \cdot y}{b + (2 \cdot y)} \right)^{2/3} \cdot (b \cdot y)$	CONDICIÓN:
1er Tanteo.- y1= 2.000 m	0.542	$1er_{\text{Tanteo}} > 2do_{\text{Tanteo}} > 3er_{\text{Tanteo}}$ $y_1 > y_2 > y_3$
2do Tanteo.- y2= 0.580 m	0.132	
3er Tanteo.- y3= 0.450 m	0.094	

$\left(\frac{Q \cdot n}{S^{1/2}} \right)$	y	$\left(\frac{b \cdot y}{b + (2 \cdot y)} \right)^{2/3} \cdot (b \cdot y)$
0.132	0.580 m	0.129

-Cálculo del borde libre(fb)

$$B.L = y/5$$

$$B.L = 0.1159 \text{ m}$$

-Cálculo de la altura del canal (H)

$$H = y + B.L$$

$$H = 0.695 \text{ m}$$

H constructivo=	0.70 m
-----------------	--------

-Recálculo de "B.L"

$$B.L = H \text{ constructivo} - y$$

$$B.L = 0.12 \text{ m}$$

-Cálculo del area hidráulica (A)

$$A = b*y$$

$$A = 0.371 \text{ m}^2$$

-Cálculo del perímetro mojado (P)

$$P = b+2y$$

$$P = 1.7991 \text{ m}$$

-Cálculo del radio Hidráulico (R)

$$R = \frac{b*y}{b+(2*y)}$$

$$R = 0.2062 \text{ m}$$

-Cálculo de la velocidad (V)

$$V = [\phi * R^{2/3} * S^{1/2}] / n$$

$$V = 2.6490 \text{ m/s}$$

-Cálculo del Espejo de agua(T)

$$T = b$$

$$T = 0.6400 \text{ m}$$

-Cálculo del numero de Froude (F)

$$F = V / \sqrt{g*(A/T)}$$

$$F = 1.1109$$

Por lo tanto el fluido es: Fluido Supercrítico !!!

-Cálculo de la Energía Específica (E)

$$E = y + (1/(2*g))*(Q/(A))^2$$

$$E = 0.94950 \text{ m-kg/kg}$$

-RESUMEN DE LOS PARAMETROS HIDRAULICOS DEL CANAL:

Base del canal (m)	0.64 m
Altura constructiva del canal (m)	0.70 m
Área del canal (m2)	0.371 m2
Perímetro mojado (m)	1.7991 m
Radio Hidráulico (m)	0.2062 m
Tirante hidráulico (m)	0.5796 m
Velocidad de flujo (m/s)	2.6490 m/s
Caudal de diseño (m3/s)	1.00 m3/s
Borde libre (m)	0.12 m
Coficiente de rugosidad "n"	0.0135
pendiente del canal (m/m)	0.01050 m/m
Energía especifica (kg-m/kg)	0.949 m-kg/kg

VERIFICACIÓN CON RESPECTO AL DRENAJE SUPERFICIAL

SEA:

$$\left. \begin{aligned} * Q_{DISEÑO} &= Q_{HIDRAULICO} = 999.2980 \text{ Lt/s} \\ * Q_{DRENAJE} &= Q_{HIDROLOGICO} = 3153.5562 \text{ Lt/s} \end{aligned} \right\} Q_{HIDROLOGICO} > Q_{HIDRAULICO}; \text{ se necesita plantear aliviaderos}$$

HACIENDO QUE:

$Q_{HIDRAULICO} = L_{capacidad \text{ max de drenaje}} * Q_{unitario \text{ de drenaje}}$;Para analizar por metro lineal cuanto de caudal demanda

$$\left. \begin{aligned} C &= 0.50 \\ B &= 30.00 \text{ m} \\ I &= 791.713 \text{ mm/hr} \\ L_{drenaje} &= 955.97 \text{ m} \end{aligned} \right\} \text{ Datos que se requieren para analizar por metro lineal } \\ \text{cuanto de caudal hidrologico demanda}$$

$$L_{capacidad \text{ max de drenaje}} = Q_{HIDRAULICO} * \left(\frac{360}{C * I * (B * 1m)} \right) * 1$$

$L_{\text{capacidad max de drenaje}} = 302.93 \text{ m}$ $L_{\text{drenaje}} > L_{\text{capacidad max de drenaje}}$ que soporta el canal; se necesita calcular el # aliviaderos

de aliviaderos para reducir el caudal de demasias

$$\#_{\text{aliviaderos}} = \frac{L_d}{L_{\text{HIDROLOGICO}}}$$

$\#_{\text{aliv}} = 4$; aliviaderos se requiere durante la longitud de drenaje del area correspondiente

POR LO TANTO:

PARA QUE EL CANAL FUNCIONE COMO RIEGO Y DRENAJE SATISFACTORIAMENTE PARA EL ÁREA DE DRENAJE, SE REQUIERE PLANTEAR: 4 ALVIADEROS

A.3. PASO N° 03: Se determinó los esfuerzos y empujes que actúan sobre la estructura, por medio de los resultados obtenidos dentro del estudio de la mecánica de suelos. Finalmente se determinó los espesores de las paredes del canal y el ancho total de la base total frente a las acciones de los esfuerzos.

3.-DISEÑO GEOMETRICO DEL CANAL

DATOS DE ENTRADA

Base interior del canal "b"	=	0.64 m	
Espesor piso o base "e _b "	=	0.20 m	
Tirante hidraulico "Y"	=	0.58 m	
Borde libre "B.L."	=	0.12 m	
Altura constructivo del canal "H _{Const.} "	=	0.70 m	← H _{Const.} = Y + B.L
Altura total del canal "H _{Total} "	=	0.90 m	← H _{Total.} = H _{Const.} + e _b
Resistencia a la compresión del Conc. (f'c)	=	210 kg/cm ²	
Peso Unitario Concreto Armado "γ _{CA} "	=	2400 kg/m ³	
Esfuerzo de fluencia del Acero "f _y "	=	4200 kg/cm ²	
Recubrimiento acero "r":			
En contacto directo con el suelo τ _{suelo}	=	0.07 m	
En contacto directo con el agua τ _{agua}	=	0.04 m	
Capacidad admisible del terreno "σ _T "	=	0.670 kg/cm ²	

OBTENIDOS
POR EL
DISEÑO
HIDRAULICO

3.1.- CALCULO DEL EMPUJE ACTIVO DEL SUELO

H _{TOTAL-1} =	0.900 m	Altura total del canal según calculo hidraulico
H _{TOTAL-2} =	0.000 m	Altura total del canal modificado
H _{TOTAL} =	0.900 m	Altura total del canal a utilizar
α =	0.000 °	Angulo de inclinacion del talud
φ _{SUELO} =	22.600 °	Angulo de friccion interna del suelo
γ _{SUELO} =	1614.00 kg/m ³	Peso unitario del suelo.

$$K_a = \cos \alpha * \frac{\cos \alpha - \sqrt{(\cos \alpha)^2 - (\cos \phi)^2}}{\cos \alpha + \sqrt{(\cos \alpha)^2 - (\cos \phi)^2}} \rightarrow K_a = 0.445$$

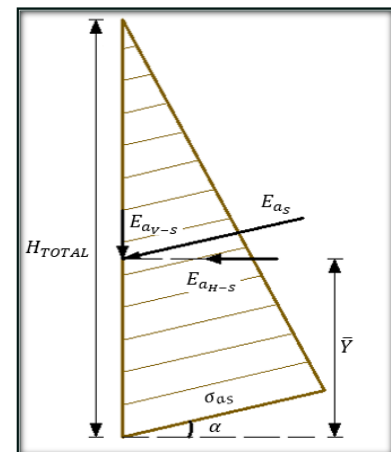
$$\sigma_{as} = (\gamma_s * H_T * K_a) = 0.646 \text{ Tn/m}^2$$

$$E_{as} = \sigma_{as} * \frac{H_T}{2} = 0.291 \text{ Tn/m}$$

$$E_{aH-s} = E_{as} * \cos \alpha = 0.291 \text{ Tn/m}$$

$$F_{aH-s} = E_{aH-s} * 1m = 0.291 \text{ Tn}$$

$$\bar{Y} = \frac{H_T}{3} = 0.300 \text{ m}$$



3.2.- CALCULO DEL EMPUJE ACTIVO DEL AGUA

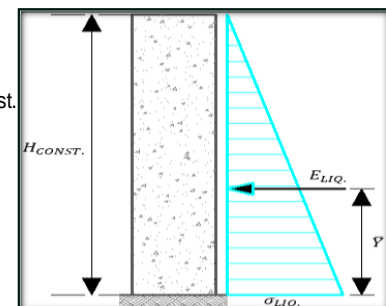
γ _{AGUA} =	1000 kg/m ³	Peso Unitario del agua.
H _{AGUA} =	0.70 m	Considerandose para el tirante maximo = Hconst.

$$\sigma_{aAGUA} = \gamma_{AGUA} * H_{AGUA} = 0.700 \text{ Tn/m}^2$$

$$E_{aAGUA} = \sigma_{aAGUA} * \frac{H_{AGUA}}{2} = 0.245 \text{ Tn/m}$$

$$F_{aAGUA} = E_{aAGUA} * 1m = 0.245 \text{ Tn}$$

$$\bar{Y} = \frac{H_{AGUA}}{3} = 0.233 \text{ m}$$



3.3.- CALCULO DEL EMPUJE PASIVO DEL SUELO

$H_{Total} = 0.900$ m Altura total del canal según calculo hidraulico
 $\alpha = 0.000^\circ$ Angulo de inclinacion del talud
 $\phi_{SUELO} = 22.600^\circ$ Angulo de friccion interna del suelo
 $\gamma_{SUELO} = 1614.00$ kg/m³ Peso unitario del suelo.
 $C_{SUELO} = 0.00$ kg/m² Cohesion del suelo

$$K_P = \left(\tan \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \right)^2 \rightarrow K_P = 2.248$$

$$\sigma_{P_S} = (\gamma_S * Z * K_P) + 2C * \sqrt{K_P}$$

$$\sigma_{P_{Z=0}} = 0.000 \text{ Tn/m}^2$$

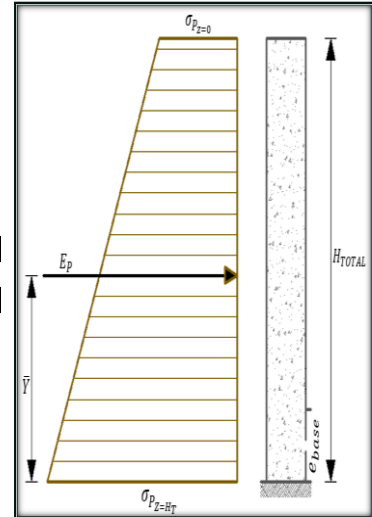
$$\sigma_{P_{Z=H_T}} = 3.266 \text{ Tn/m}^2$$

$$E_P = (\sigma_{P_{Z=0}} + \sigma_{P_{Z=H_T}}) * \frac{H_T}{2} = 1.470 \text{ Tn/m}$$

$$F_P = E_P * 1m = 1.470 \text{ Tn}$$

$$\bar{Y} = \frac{\sum \bar{Y}_i * A_i}{\sum A_i} = \frac{\sigma_{P_{Z=0}} * \left(\frac{H_T^2}{2} \right) + (\sigma_{P_{Z=H_T}} - \sigma_{P_{Z=0}}) * \left(\frac{H_T^2}{6} \right)}{\sigma_{P_{Z=0}} * (H_T) + (\sigma_{P_{Z=H_T}} - \sigma_{P_{Z=0}}) * \left(\frac{H_T}{2} \right)}$$

$$\bar{Y} = 0.300 \text{ m}$$



3.4.- CALCULO DEL ESPESOR DE LA PARED IZQUIERDA, PARED DERECHA Y BASE DEL CANAL

A.- DETERMINACIÓN DEL ESPESOR DE LA PARED DERECHA DEL CANAL. "e_{PDER.}"

$H_{const.} = 0.70$ m Altura total del canal pared derecha
 $b_{DISEÑO} = 1.000$ m Ancho de diseño
 $\gamma_{SUELO} = 1614.00$ kg/m³ Angulo de friccion interna del suelo
 $K''_a = 0.445$ Coeficiente activo corregido

$$M_u = 1.7 * \left(\gamma_S * K_a * \frac{H_{CONST.}^3}{6} * 1m \right) * \cos \alpha$$

$$M_u = 0.070 \text{ Tn-m}$$

$$\rho = 0.22 * \left(\frac{\sqrt{f'c/10.197}}{fy/10.197} \right) = 0.0024 \rightarrow \omega = \rho * \frac{fy}{f'c} = 0.048$$

$$\phi = 0.90 \text{ factor de reduccion por deflexión.}$$

$$d_p = \sqrt{\frac{M_u}{\phi * f'c * b * \omega * (1 - 0.59\omega)}}$$

$d_{PDER.} = 2.800$ cm	; Peralte efectivo de la pared izq del canal $d_{P_D} \geq r_a$
$\phi_v = 3/8$ pulg	; Diametro de la varilla principal
$\phi_T = 1/4$ pulg	; Diametro de la varilla transversal
$r_{suelo} = 7.000$ cm	; recubrimiento min frente al contacto del suelo

$$e_{PDER.-CALCULADO} = d_{PDER.} + \frac{\phi_v}{2} + r_{suelo} = 10.28 \text{ cm}$$

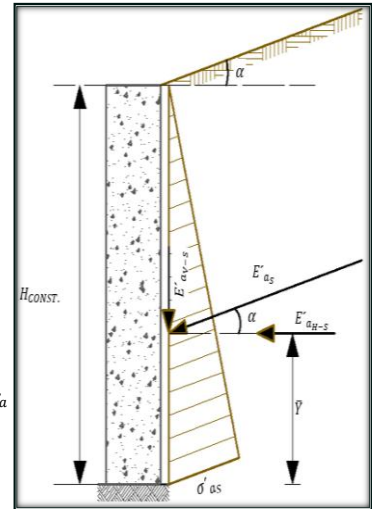
$$e_{PDER.-MIN} = r_{agua} + \phi_v + \phi_T + r_{suelo} = 12.59 \text{ cm}$$

$$e_{PDER} = 13.00 \text{ cm}$$

$$e_{PDER.-DISEÑO} = 12.60 \text{ cm} \text{ por proceso const. CASO 1}$$

$$e_{PDER.-CONST.} = 13.00 \text{ cm} \text{ por proceso const. CASO 2}$$

$$d_{PDER} = e_{PDER.} - \frac{\phi_v}{2} - r_{suelo} = 5.524 \text{ cm}$$



B.- DETERMINACIÓN DEL ESPESOR DE LA PARED IZQUIERDA DEL CANAL. "e_{PIZQ.}"

$H_{const.} = 0.70$ m Altura total del canal pared izquierda
 $b_{DISEÑO} = 1.000$ m Ancho de diseño
 $\gamma_{agua} = 1000$ kg/m³ Peso Unitario del agua.

$$M_u = 1.4 * (\gamma_{agua} * 1m * \frac{H_{CONST.}^3}{6})$$

$$M_u = 0.080 \text{ Tn-m}$$

$$\rho = 0.22 * \left(\frac{\sqrt{f'c/10.197}}{fy/10.197} \right) = 0.0024 \rightarrow \omega = \rho * \frac{fy}{f'c} = 0.048$$

$$\phi = 0.90 \text{ factor de reduccion por deflexión.}$$

$$d_p = \sqrt{\frac{M_u}{\phi * f'c * b * \omega * (1 - 0.59\omega)}}$$

$d_{PDER.} = 2.999$ cm	; Peralte efectivo de la pared izq del canal $d_{P_D} \geq r_s$
$\phi_v = 3/8$ pulg	; Diametro de la varilla principal
$\phi_T = 1/4$ pulg	; Diametro de la varilla transversal
$r_{agua} = 4.000$ cm	; recubrimiento min frente al contacto del agua

$$e_{PIZQ.-CALCULADO} = d_{PIZQ.} + \frac{\phi_v}{2} + r_{agua} = 7.47 \text{ cm}$$

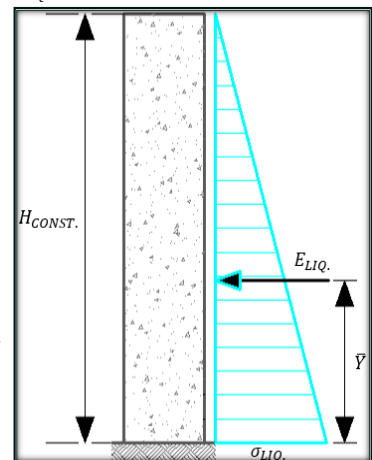
$$e_{PIZQ.-MIN} = r_{agua} + \phi_v + \phi_T + r_{suelo} = 12.59 \text{ cm}$$

$$e_{PIZQ.} = 13.00 \text{ cm}$$

$$e_{PIZQ.-DISEÑO} = 12.60 \text{ cm} \text{ por proceso const. CASO 1}$$

$$e_{PIZQ.-CONST.} = 13.00 \text{ cm} \text{ por proceso const. CASO 2}$$

$$d_{PIZQ.} = e_{PIZQ.-DISEÑO} - \frac{\phi_v}{2} - r_{AGUA} = 8.524 \text{ cm}$$



C) DETERMINACIÓN DEL ANCHO TOTAL DE LA BASE DEL CANAL

$$B = e_{P_{IZQ-DISEÑO}} + e_{P_{DER-DISEÑO}} + b = \begin{matrix} 90.000 \text{ cm} \\ 90.000 \text{ cm} \end{matrix} \text{ por proceso const.}$$

$e_b =$	20.0 cm	: Espesor de la base del canal	$e_b > r_{liq} + \phi_v + \phi_T + r_{suelo} = 0.129 \text{ m} \dots \text{SICUMPLE!!!!}$
$\phi_v =$	3/8 pulg	: Diametro de la varilla principal	
$\phi_T =$	3/8 pulg	: Diametro de la varilla transversal	
$r_{suelo} =$	7.000 cm	: recubrimiento min frente al contacto del suelo	

$$d_b = e_b - \frac{\phi_v}{2} - r_{suelo} = 12.52 \text{ cm}$$

A.4. PASO N° 04: Se realizó las tres verificaciones de la estabilidad del canal frente al volteo, al deslizamiento y por capacidad de carga.

4. VERIFICACION DE LA ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO Y VOLTEO DEL CANAL

DATOS DE ENTRADA

$e_{p_{der}}$; espesor de la pared derecha	=0.130 m		
$e_{p_{izq}}$; espesor de la pared izquierda	=0.130 m		
e_{base} ; espesor de la base del canal	=0.20 m		
B; Base del canal predimensionada	=0.900 m	B; Base del canal a utilizar	= 0.900 m
B; Base del canal modificada	=0.000 m		
H_{TOTAL} ; Pared Derecha del canal	=0.900 m	H_{TOTAL} ; Pared Derecha del canal a utilizar	= 0.900 m
H_{TOTAL} ; Pared Derec. Modificada	=0.000 m		
H_{TOTAL} ; Pared Izquierda del canal	=0.900 m	H_{TOTAL} ; Pared Izquierda del canal a utilizar	= 0.900 m
H_{TOTAL} ; Pared Izq. Modificada	=0.000 m		

$\phi_{suelo-fund}$	= 22.600 °
$\gamma_{suelo-fund}$	= 1.614 tn/m ³
γ_{agua}	= 1.000 tn/m ³
γ_{C-A}	= 2.400 tn/m ³

1ER CASO: $H_{agua} = H_{cons.} = 0.700 \text{ m}$ Cuando el canal se encuentra saturado

2DO CASO: $H_{agua} = \bar{Y} = 0.580 \text{ m}$ cuando el canal se encuentra hasta su tirante maximo

3ER CASO: $H_{agua} = 0.000 \text{ m}$ cuando el canal se encuentra vacío

$$\delta = \frac{2}{3} * \phi = 15.067^\circ \rightarrow f = \tan \delta = 0.269 ; E_{av-s} = E_{as} * \sin \alpha = 0.000 \text{ Tn/m}$$

A) CALCULO DE LA FUERZA ESTABILIZANTE POR GRAVEDAD (PESOS) Y EL MOMENTO ESTABILIZANTE RESPECTO AL PUNTO "O"

ELEMENTO		volumen por 1 m m ³	Peso especifico Tn/m ³	Pesos i Tn	Brazo de palanca \bar{X}_i m	$M_{estab.i}$ Tn-m
a)	Pared izq. Del canal	$H_{const.} * e_{p_{izq}} * 1 \text{ m} = 0.091 \text{ m}^3$	2.4 tn/m ³	0.218 Tn	$\bar{X}_1 = \frac{e_{p_{izq}}}{2} = 0.065 \text{ m}$	0.014 Tn-m
b)	Pared der. Del canal	$H_{const.} * e_{p_{der}} * 1 \text{ m} = 0.091 \text{ m}^3$	2.4 tn/m ³	0.218 Tn	$\bar{X}_2 = B - \frac{e_{p_{der}}}{2} = 0.835 \text{ m}$	0.182 Tn-m
c)	Base del canal	$e_{base} * B * 1 \text{ m} = 0.180 \text{ m}^3$	2.4 tn/m ³	0.432 Tn	$\bar{X}_3 = \frac{B}{2} = 0.450 \text{ m}$	0.194 Tn-m
d)	peso del Agua	$H_{agua} = H_{cons.}$ $H_{agua} * b * 1 \text{ m} = 0.448 \text{ m}^3$	1.0 tn/m ³	0.448 Tn	$\bar{X}_4 = e_{p_{izq}} + \frac{B}{2} = 0.580 \text{ m}$	0.260 Tn-m
		$H_{agua} = \bar{Y}$ $H_{agua} * b * 1 \text{ m} = 0.371 \text{ m}^3$	1.0 tn/m ³	0.371 Tn	$\bar{X}_4 = e_{p_{izq}} + \frac{B}{2} = 0.580 \text{ m}$	0.215 Tn-m
		$H_{agua} = 0$ $H_{agua} * b * 1 \text{ m} = 0.000 \text{ m}^3$	1.0 tn/m ³	0.000 Tn	$\bar{X}_4 = e_{p_{izq}} + \frac{B}{2} = 0.580 \text{ m}$	0.000 Tn-m
e)	Emp. Act.(Comp. Vert.)	$E_{V_o} * 1 \text{ m}$		0.000 Tn	$\bar{X}_5 = B = 0.900 \text{ m}$	0.000 Tn-m
		<u>1ER CASO</u>	$\sum F_{vi} =$	1.317 Tn	$\sum M_{estab.i} =$	0.651 Tn-m
		<u>2DO CASO</u>	$\sum F_{vi} =$	1.240 Tn	$\sum M_{estab.i} =$	0.606 Tn-m
		<u>3ER CASO</u>	$\sum F_{vi} =$	0.869 Tn	$\sum M_{estab.i} =$	0.391 Tn-m

B) CALCULO DE LA FUERZA LATERAL PASIVA (GENERADA POR EL SUELO Y LIQUIDO) Y EL MOMENTO PASIVO RESPECTO AL PUNTO "O"

EFECTO DEL EMPUJE PASIVO		Fuerza lateral pasiva (Tn)		Brazo de palanca \bar{Y}_i m		$M_{p_{estab.i}}$ Tn-m	
a)	Emp. Pas. Del suelo (Comp. horizontal.)	$E_p * 1m =$	1.470 Tn	$\bar{Y} = \frac{\sum \bar{Y}_i * A_i}{\sum A_i} =$	0.300 m	0.441 Tn-m	
b)	Emp. Pasivo Del liquido	$H_{agua} = H_{cons.}$	$E_{agua} * 1m =$	0.245 Tn	$\bar{Y}_2 = \frac{H_{agua}}{3} + e_{base} =$	0.433 m	0.106 Tn-m
		$H_{agua} = \bar{Y}$	$E_{agua} * 1m =$	0.168 Tn	$\bar{Y}_2 = \frac{H_{agua}}{3} + e_{base} =$	0.393 m	0.066 Tn-m
		$H_{agua.} = 0$	$E_{agua} * 1m =$	0.000 Tn	$\bar{Y}_2 = \frac{H_{agua}}{3} + e_{base} =$	0.200 m	0.000 Tn-m
<u>1ER CASO</u>			$\sum F_{p_{Hi}} =$	1.715 Tn	$\sum M_{p_{estab.i}} =$	0.547 Tn-m	
<u>2DO CASO</u>			$\sum F_{p_{Hi}} =$	1.638 Tn	$\sum M_{p_{estab.i}} =$	0.507 Tn-m	
<u>3ER CASO</u>			$\sum F_{p_{Hi}} =$	1.470 Tn	$\sum M_{p_{estab.i}} =$	0.441 Tn-m	

C) CALCULO DE LA FUERZA LATERAL ACTIVA (GENERADA POR EL SUELO Y LIQUIDO) Y EL MOMENTO ACTIVO RESPECTO AL PUNTO "O"

EFECTO DEL EMPUJE ACTIVO		Fuerza lateral activa (Tn)	Brazo de palanca \bar{Y}_i m	$M_{act.i}$ Tn-m
a)	Emp. Act. Del suelo (Comp. horizontal.)	$E_{as} * \cos \alpha * 1m = 0.291$ Tn	$\bar{Y}_1 = \frac{H_{Total}}{3} = 0.300$ m	0.087 Tn-m
b)	Emp. Act. Del liquido	$E_{agua} * 1m = 0.245$ Tn	$\bar{Y}_2 = \frac{H_{agua}}{3} + e_{base} = 0.433$ m	0.106 Tn-m
		$\sum F_{H.ACT.i} = 0.536$ Tn		$\sum M_{act.i} = 0.193$ Tn-m

D) FACTOR DE SEGURIDAD AL DESLIZAMIENTO

1ER CASO

$$FS_{Desli.} = \frac{f * (\sum F_{vi}) + H * (\sum F_{pi})}{\sum F_{H.ACT.i}} \geq 2 \quad ; \quad FS_{Desli.} = 3.862 \quad \dots \text{ACEPTABLE}$$

2DO CASO

$$FS_{Desli.} = \frac{f * (\sum F_{vi}) + H * (\sum F_{pi})}{\sum F_{H.ACT.i}} \geq 2 \quad ; \quad FS_{Desli.} = 3.680 \quad \dots \text{ACEPTABLE}$$

3ER CASO

$$FS_{Desli.} = \frac{f * (\sum F_{vi}) + H * (\sum F_{pi})}{\sum F_{H.ACT.i}} \geq 2 \quad ; \quad FS_{Desli.} = 3.180 \quad \dots \text{ACEPTABLE}$$

E) FACTOR DE SEGURIDAD AL VOLTEO

1ER CASO

$$FS_{Volteo.} = \frac{\sum M_{estab.i}}{\sum M_{act.i}} \geq 1.5 \quad ; \quad FS_{Volteo.} = 3.36525259 \quad \dots \text{ACEPTABLE}$$

2DO CASO

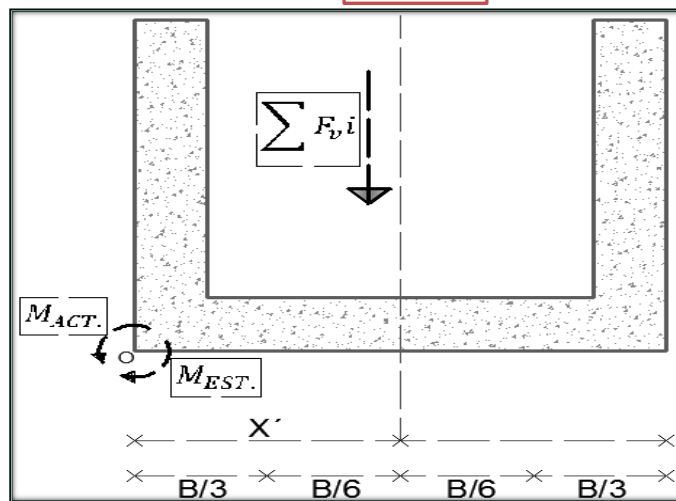
$$FS_{Volteo.} = \frac{\sum M_{estab.i}}{\sum M_{act.i}} \geq 1.5 \quad ; \quad FS_{Volteo.} = 3.13409806 \quad \dots \text{ACEPTABLE}$$

3ER CASO

$$FS_{Volteo.} = \frac{\sum M_{estab.i}}{\sum M_{act.i}} \geq 1.5 \quad ; \quad FS_{Volteo.} = 2.02163361 \quad \dots \text{ACEPTABLE}$$

F) FACTOR DE SEGURIDAD POR CAPACIDAD DE CARGA

$$\frac{B}{6} = 0.150 \text{ m}$$



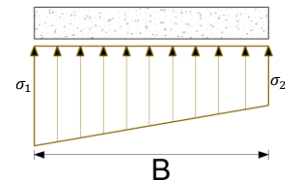
*Ubicación de la fuerza resultante vertical con respecto al punto "O"

$$X' = \frac{\sum M_{estab.i} - \sum M_{act.i}}{\sum F_{vi}}$$

$$X' = 0.347 \text{ m}$$

*Cálculo de la excentricidad

$$e = \frac{B}{2} - X' \rightarrow e = 0.103 \text{ m} < B/6 \dots \text{ACEPTABLE}$$



Cálculo de la Base del canal modificada

$$\text{Si: } e > B/6 \rightarrow B = 6 * (e) = 0.000 \text{ m}$$

$$B = 0.000 \text{ m}$$

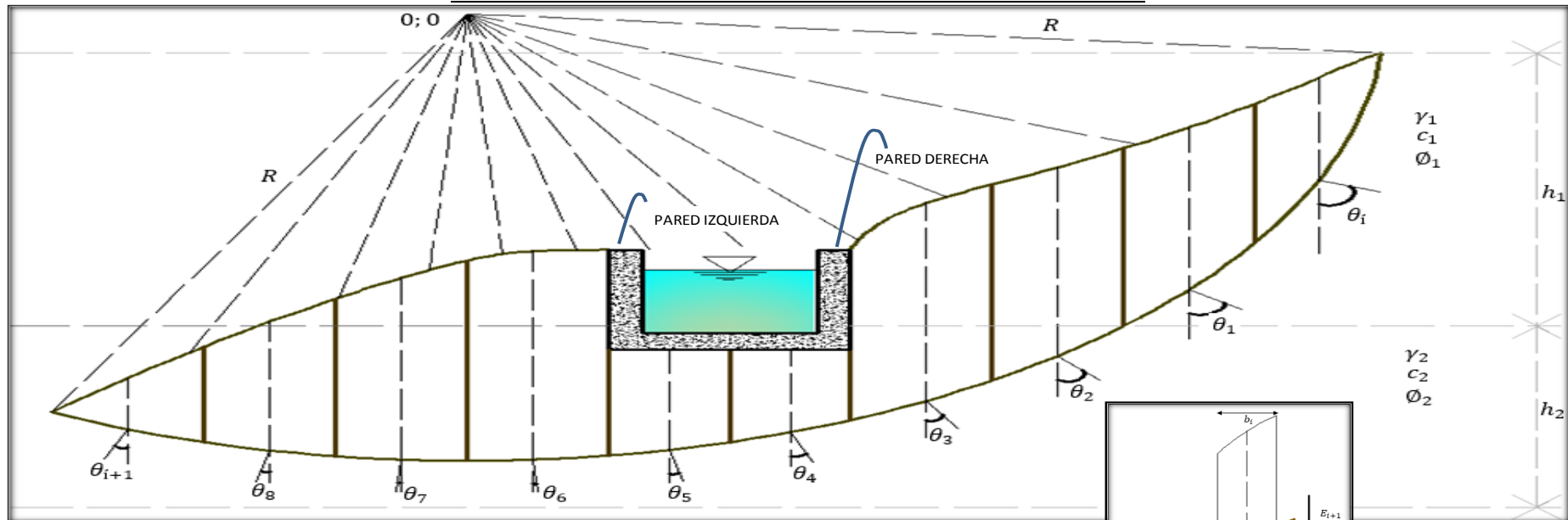
* Cálculo de los esfuerzos del terreno $\sigma_{terreno} > \sigma_i$; $\sigma_{terreno} = 6.700 \text{ Tn/m}^2$

$$\sigma_1 = \frac{\sum F_{vi}}{1 * B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) \rightarrow \sigma_1 = 2.464 \text{ Tn/m}^2 < \sigma_{terreno} \dots \text{ACEPTABLE}$$

$$\sigma_2 = \frac{\sum F_{vi}}{1 * B} \left(1 - \frac{6e}{B} \right) \rightarrow \sigma_2 = 0.462 \text{ Tn/m}^2 < \sigma_{terreno} \dots \text{ACEPTABLE}$$

A.5. PASO N° 05: Se realizó la verificación de la estabilidad de talud para el caso en que el canal de riego y drenaje falle por el deslizamiento del terreno (talud vulnerable), considerando los datos obtenidos por el estudio de mecánica de suelo y la geometría del canal a fin de obtener el factor de seguridad.

5.-VERIFICACION DE LA ESTABILIDAD DEL TALUD GENERADO POR EL CANAL



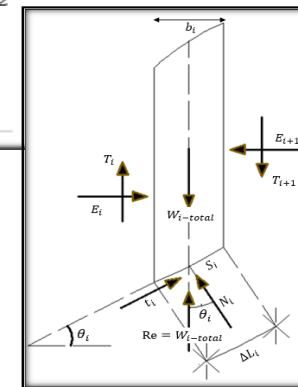
Donde:-

Reacción Normal de la Dovela i: $N_i = W_{i-total} * (\cos \theta_i)$

Longitud del Arco de la Dovela i: $\Delta L_i = \frac{b_i}{\cos \theta_i}$

Esfuerzo normal de la Dovela i: $\sigma_{ni} = \frac{N_i}{\Delta L_i}$

Resistencia al Esfuerzo cortante de la Dovela i: $S_i = c + \sigma_{ni} * (\tan \phi_i)$



*CUANDO SOLO SE PRESENTA UN SOLO TIPO DE SUELO										MOMENTO RESISTENTE					MOMENTO MOTOR			
N° DE DOVELA Di	Θi	ϕi	c	γi	bi	Ai	Wi (ESTRUCT.)	Wi-dovela	Wi-total	Ni	ΔLi	σni	Si	Si*Δli	Sen (Θi)	Wi*Sen (Θi)		
	(°)	(°)	Tn/m2	Tn/m3	mts	m^2	Tn/m	Tn/m	Tn/m	Tn/m	mts	Tn/m2	Tn/m2	Tn/m		Tn/m		
D-1	66.000	22.600	0.718	1.614	0.490	0.750		1.211	1.211	0.492	1.205	0.409	0.888	1.069	0.914	1.106		
D-2	49.000	22.600	0.718	1.614	0.500	1.060		1.711	1.711	1.122	0.762	1.473	1.331	1.014	0.755	1.291		
D-3	37.000	22.600	0.718	1.614	0.500	1.190		1.921	1.921	1.534	0.626	2.450	1.737	1.088	0.602	1.156		
D-4	26.000	22.600	0.718	1.614	0.500	1.130		1.824	1.824	1.639	0.556	2.947	1.944	1.081	0.438	0.800		
D-5	17.000	22.600	0.718	1.614	0.450	0.490	0.463	0.791	1.253	1.199	0.471	2.547	1.778	0.837	0.292	0.366		
D-6	8.000	22.600	0.718	1.614	0.450	0.540	0.463	0.872	1.334	1.321	0.454	2.907	1.928	0.876	0.139	0.186		
D-7	0.000	22.600	0.718	1.614	0.500	1.060		1.711	1.711	1.711	0.500	3.422	2.142	1.071	0.000	0.000		
D-8	-10.000	22.600	0.718	1.614	0.500	1.000		1.614	1.614	1.589	0.508	3.131	2.021	1.026	-0.174	-0.280		
D-9	-19.000	22.600	0.718	1.614	0.500	0.740		1.194	1.194	1.129	0.529	2.136	1.606	0.849	-0.326	-0.389		
D-10	-29.000	22.600	0.718	1.614	0.500	0.490		0.791	0.791	0.692	0.572	1.210	1.221	0.698	-0.485	-0.383		
D-11	-40.000	22.600	0.718	1.614	0.490	0.170		0.274	0.274	0.210	0.640	0.329	0.854	0.546	-0.643	-0.176		
D-12								0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000		
D-13								0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000		
D-14								0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000		
D-15								0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000		
D-16								0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000		
D-17								0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000		
D-18								0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000		
D-19								0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000		
D-20								0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000		
												Σ (Si * ΔLi) =			10.156	Σ (Wi * sin θi) =		3.676

Donde:

Momento motor (desestabilizante) $M_{motor-i} = W_i * (\sin \theta_i) * R$
Momento resistente (estabilizante) $M_{estabilizante-i} = (S_i * \Delta L_i) * R$

CALCULO DEL FACTOR DE SEGURIDAD A LA ESTABILIDAD DEL TALUD

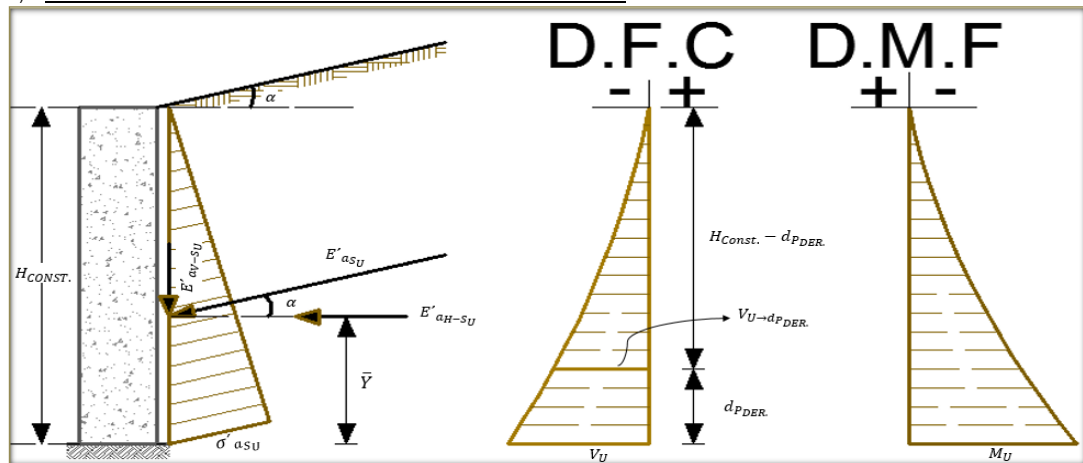
$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} (M_{estabilizante-i})}{\sum_{i=1}^{i=n} (M_{motor-i})} = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} (S_i * \Delta L_i)}{\sum_{i=1}^{i=n} (W_i * \sin \theta_i)} \geq 1.5$$

Fs = 2.763044087 CORRECTO

A.6. PASO N° 06: Una vez realizadas las verificaciones de la estabilidad del canal, se realizó el diseño en concreto armado de las paredes y cimentación del canal, teniendo en cuenta como valor mínimo con respecto al refuerzo a la cuantía mínima, también se consideró los espaciamientos mínimos y máximos propuesto por el RNE-060 "concreto armado", finalmente se concluyó con el detallado del refuerzo y de la geometría del canal por proceso constructivo.

6.-DISEÑO EN CONCRETO ARMADO DEL CANAL

A) DETERMINACIÓN DEL REFUERZO EN LA PARED DERECHA DEL CANAL



$H_{CONST.} = 0.70 \text{ m}$; altura hidráulica del canal de riego y drenaje	$\sigma'_{a_{SU}} = 1.7 * \gamma_S * K''_a * H_{CONST.} = 0.854 \text{ Tn/m}^2$
$b_{DISEÑO} = 1.00 \text{ m}$; ancho de diseño	$E'_{a_{SU}} = \sigma'_{a_{SU}} * \frac{H_{CONST.}}{2} = 0.299 \text{ Tn/m}$
$\alpha = 0.000^\circ$; Angulo de inclinación del talud	$E'_{a_{H-SU}} = E'_{a_{SU}} * \cos \alpha = 0.299 \text{ Tn/m}$
$\gamma_{SUEL.} = 1614 \text{ kg/m}^3$; peso específico del suelo	$F'_{a_{H-SU}} = E'_{a_{H-SU}} * 1 \text{ m} = 0.299 \text{ Tn}$
$d_{PDER.} = 5.524 \text{ cm}$; peralte efectivo de la pared derecha del canal	$\bar{Y} = \frac{H_{CONST.}}{3} = 0.233 \text{ m}$
$\gamma_{SUELO} = 7.000 \text{ cm}$; recubrimiento min frente al contacto del suelo	
$K_a = 0.445$; coeficiente activo	
$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$; resistencia a la compresión del concreto	
$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$; esfuerzo de fluencia del acero	

CORTANTE ÚLTIMO:

$$* V_U = F'_{a_{H-SU}}$$

$$V_U = 0.299 \text{ Tn}$$

MOMENTO ÚLTIMO:

$$* M_U = 1.7 * \left(\gamma_S * K''_a * \frac{H_{CONST.}^3}{6} * 1 \text{ m} \right) * \cos \alpha$$

$$M_U = 0.070 \text{ Tn-m}$$

A.1.-VERIFICACIÓN POR CORTANTE: SE REALIZARÁ A UNA DISTANCIA " $d_{PDER.}$ " DE LA BASE DE LA PARED DERECHA

$$\phi = \boxed{0.75} \text{ factor de reducción por cortante.}$$

$$V_{U \rightarrow d_{PDER.}} = 1.7 * \left(\gamma_S * K''_a * \frac{(H_{CONST.} - d_{PDER.})^2}{2} * 1 \text{ m} \right) * \cos \alpha ; V_C = 0.53 * \sqrt{f'c} * b_{DISEÑO} * d_{PDER.} * 10$$

$$V_{U \rightarrow d_{PDER.}} = \boxed{0.254 \text{ Tn}}$$

$$V_C = \boxed{4.242 \text{ Tn}}$$

$$\phi * V_C = \boxed{3.182 \text{ Tn}}$$

$$\boxed{V_{U \rightarrow d_{PDER.}} < \phi * V_C} \rightarrow \text{CUMPLE LA CONDICIÓN}$$

A.2.-DISEÑO POR FLEXIÓN:

$$\phi = \boxed{0.9} \text{ factor de reducción por flexión}$$

$$M_U = \boxed{0.070 \text{ Tn-m}}$$

A.2.1.- DETERMINACIÓN DEL REFUERZO VERTICAL

* DETERMINACIÓN DEL PARAMETRO " R_U "

$$R_U = \frac{M_U * 10^5}{b_{DISEÑO} * (d_{PDER.})^2} \rightarrow R_U = \boxed{2.286 \text{ Kg/cm}^2}$$

* DETERMINACIÓN DE LA CUANTÍA DE ACERO CALCULADA " $\rho_{CAL.}$ "

$$\rho_{CAL.} = \frac{(\phi * f_y) - \sqrt{(\phi * f_y)^2 - 4 * (R_U (f_y)^2 * \frac{0.59 \phi}{f'c})}}{2 * (0.59 \phi * \frac{(f_y)^2}{f'c})} \rightarrow \rho_{CAL.} = \boxed{0.000609}$$

* DETERMINACIÓN DEL ÁREA DE ACERO VERTICAL CALCULADA " $As_{V_{CAL}}$ "

$$As_{V_{CAL}} = \rho_{CAL} * b_{DISEÑO} * d_{PDER.} \rightarrow As_{V_{CAL}} = \boxed{0.3 \text{ cm}^2}$$

* DETERMINACIÓN DEL ÁREA DE ACERO MINIMO VERTICAL " $As_{V_{MIN.}}$ "

$$\rho_{MIN.} = 0.22 * \left(\frac{\sqrt{f'c/10.197}}{f_y/10.197} \right) = 0.00242 \text{ ; Según el RNE-E.060 (Concreto armado).}$$

$$\rho_{MIN.} = 0.0012 \text{ ; Según el ACI 318 - 08.}$$

$$\rho_{MIN.} = 0.00242$$

$$As_{V_{MIN.}} = \rho_{MIN.} * b_{DISEÑO} * d_{PDER.} \rightarrow As_{V_{MIN.}} = \boxed{1.3 \text{ cm}^2}$$

* DETERMINACIÓN DEL ÁREA DE ACERO VERTICAL DE DISEÑO " $As_{V_{DISEÑO}}$ "

$$As_{V_{DISEÑO}} = 1.339 \text{ cm}^2$$

* DETERMINACIÓN DEL ESPACIAMIENTO DEL ACERO DE DISEÑO " S' " $S'_{MIN} = 2.54 \text{ CM}$; $S'_{MAX} = 40.0 \text{ CM}$ Según E-060

$$\phi_v = 3/8 \text{ pulg} = 9.53 \text{ mm} \text{ ; Diametro de la varilla}$$

$$As_{\phi_v} = 0.713 \text{ cm}^2 \text{ Área de la varilla de acero a utilizar}$$

$$S' = b_{DISEÑO} * \left(\frac{As_{\phi_v}}{As_{V_{DISEÑO}}} \right) = 53.219 \text{ cm}$$

∴ USAR : ϕ_v 3/8 pulg @ 40.00 cm

A.2.2.- DETERMINACION DEL REFUERZO HORIZONTAL

* DETERMINACIÓN DE LA CUANTÍA MINIMA DEL ACERO HORIZONTAL " $\rho_{MIN.}$ "

PARA:

$$\phi_v \leq 5/8" \text{ y } f_y \geq 4200 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \rho_{MIN.} = 0.0020 \text{ ; Según el RNE-E.060 (Concreto armado).}$$

* DETERMINACIÓN DEL ÁREA DE ACERO HORIZONTAL INTERIOR " $As_{H_{INT.}}$ "

$$As_H = \rho_{MIN.} * H_{CONT.} * d_{PDER.-T} = 0.946 \text{ cm}^2$$

$$As_{H_{INT.}} = \frac{1}{3} * As_H = 0.315 \text{ cm}^2$$

* DETERMINACIÓN DEL ESPACIAMIENTO DEL ACERO HORIZONTAL INT. " S' " $S'_{MIN} = 2.54 \text{ CM}$; $S'_{MAX} = 40.0 \text{ CM}$ Según E-060

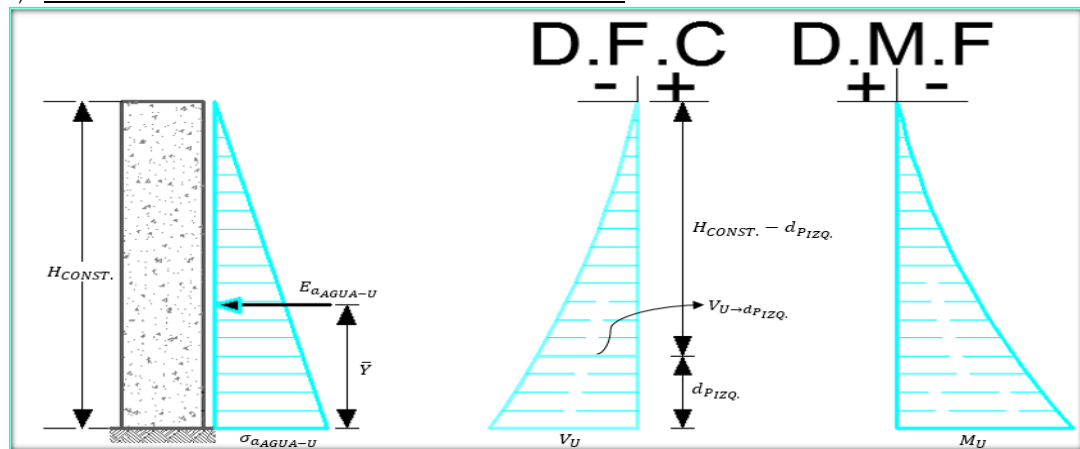
$$\phi_v = 1/4 \text{ pulg} = 6.35 \text{ mm} \text{ ; Diametro de la varilla}$$

$$As_{\phi_v} = 0.317 \text{ cm}^2 \text{ Área de la varilla de acero a utilizar}$$

$$S' = b_{DISEÑO} * \left(\frac{As_{\phi_v}}{As_{H_{INTERIOR}}} \right) = 100.431 \text{ cm}$$

∴ USAR : ϕ_v 1/4 pulg @ 40.00 cm

B) DETERMINACIÓN DEL REFUERZO EN LA PARED IZQUIERDA DEL CANAL



$$H_{agua} = 0.70 \text{ m ; altura considerando el tirante maximo " } H_{CONST.} "$$

$$b_{DISEÑO} = 1.00 \text{ m ; ancho de diseño}$$

$$\gamma_{agua} = 1000 \text{ kg/m}^3 \text{ ; peso especifico del agua}$$

$$d_{P_{IZQ.}} = 8.524 \text{ cm ; peralte efectivo de la pared izquierda del canal}$$

$$r_{agua} = 0.04 \text{ m ; recubrimiento min frente al contacto del agua}$$

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2 \text{ ; resistencia a la compresion del concreto}$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2 \text{ ; esfuerzo de fluencia del acero}$$

$$\sigma_{a_{AGUA-U}} = 1.4 * \gamma_{agua} * H_{agua} = \boxed{0.980 \text{ Tn/m}^2}$$

$$E_{a_{agua-U}} = \sigma_{a_{agua-U}} * \frac{H_{agua}}{2} = \boxed{0.343 \text{ Tn/m}}$$

$$F_{a_{agua-U}} = E_{a_{agua-U}} * 1 \text{ m} = \boxed{0.343 \text{ Tn}}$$

$$\bar{y} = \frac{H_{CONST.}}{3} = \boxed{0.233 \text{ m}}$$

CORTANTE ÚLTIMO:

$$* V_U = F_{a_{AGUA-U}}$$

$$V_U = 0.343 \text{ Tn}$$

MOMENTO ÚLTIMO:

$$* M_U = 1.4 * (\gamma_{AGUA} * 1 \text{ m} * \frac{H_{CONST.}^3}{6})$$

$$M_U = 0.080 \text{ Tn-m}$$

B.1.- VERIFICACIÓN POR CORTANTE: SE REALIZARÁ A UNA DISTANCIA " $d_{P_{DER.}}$ " DE LA BASE DE LA PARED DERECHA

$$\phi = 0.85 \text{ factor de reduccion por cortante}$$

$$V_{U-d_{P_{DER}}} = 1.4 * (\gamma_{AGUA} * 1 \text{ m} * \frac{(H_{CONST.} - d_{P_{IZQ.}})^2}{2})$$

$$V_{U-d_{P_{DER}}} = 0.265 \text{ Tn}$$

$$V_C = 0.53 * \sqrt{f'c} * b_{DISEÑO} * d_{P_{IZQ.}} * 10$$

$$V_C = 6.547 \text{ Tn}$$

$$\phi * V_C = 5.565 \text{ Tn}$$

$$V_{U-d_{P_{DER}}} < \phi * V_C \rightarrow \text{CUMPLE LA CONDICIÓN}$$

B.2.-DISEÑO POR FLEXIÓN:

$$\phi = \frac{0.9}{0.080 \text{ Tn-m}} \text{ factor de reduccion por deflexión.}$$

B.2.1.- DETERMINACION DEL REFUERZO VERTICAL

* DETERMINACION DEL PARAMETRO " R_U

$$R_U = \frac{M_U * 10^5}{b_{DISEÑO} * (d_{PIZQ})^2} \rightarrow R_U = 1.102 \text{ Kg/cm}^2$$

* DETERMINACION DE LA CUANTIA DE ACERO CALCULADA " ρ_{CAL}

$$\rho_{CAL} = \frac{(\phi * f_y) - \sqrt{(\phi * f_y)^2 - 4 \left(R_U (f_y)^2 * \frac{0.59 \phi}{f'c} \right)}}{2 \left(0.59 \phi * \frac{(f_y)^2}{f'c} \right)} \rightarrow \rho_{CAL} = 0.000292$$

* DETERMINACION DEL AREA DE ACERO VERTICAL CALCULADA " $AS_{V_{CAL}}$

$$AS_{V_{CAL}} = \rho_{CAL} * b_{DISEÑO} * d_{PIZQ} \rightarrow AS_{V_{CAL}} = 0.2 \text{ cm}^2$$

* DETERMINACION DEL AREA DE ACERO MINIMO VERTICAL " $AS_{V_{MIN}}$

$$\rho_{MIN} = 0.22 * \left(\frac{\sqrt{f'c/10.197}}{f_y/10.197} \right) = 0.00242 \text{ ;Según el RNE-E.060 (Concreto armado).}$$

$$\rho_{MIN} = 0.0012 \text{ ;Según el ACI 318 - 08).}$$

$$AS_{V_{MIN}} = \rho_{MIN} * b_{DISEÑO} * d_{PIZQ} \rightarrow AS_{V_{MIN}} = 2.066 \text{ cm}^2$$

* DETERMINACION DEL AREA DE ACERO VERTICAL DE DISEÑO " $AS_{V_{DISEÑO}}$

$$AS_{V_{DISEÑO}} = 2.066 \text{ cm}^2$$

* DETERMINACION DEL ESPACIAMIENTO DEL ACERO DE DISEÑO " S' " $S'_{MIN} = 2.54 \text{ CM}$; $S'_{MAX} = 40.0 \text{ CM}$ Según E-060

$$S' = b_{DISEÑO} * \left(\frac{AS_{\phi_v}}{AS_{V_{DISEÑO}}} \right) = 34.488 \text{ cm}$$

∴ USAR: ϕ_v 3/8 pulg @ 40.00 cm

B.2.2.- DETERMINACION DEL REFUERZO HORIZONTAL

* DETERMINACION DE LA CUANTIA MINIMA DEL ACERO HORIZONTAL " ρ_{MIN}

PARA:

$$\phi_v \leq 5/8" \text{ y } f_y \geq 4200 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \rho_{MIN} = 0.0020 \text{ ;Según el RNE-E.060 (Concreto armado).}$$

* DETERMINACION DEL AREA DE ACERO HORIZONTAL INTERIOR " $AS_{H_{INT}}$

$$AS_H = \rho_{MIN} * H_{agua} * d_{PIZQ-T} = 1.082 \text{ cm}^2$$

$$AS_{H_{INT}} = \frac{1}{3} * AS_H = 0.361 \text{ cm}^2$$

* DETERMINACION DEL ESPACIAMIENTO DEL ACERO HORIZONTAL INT. " S'' " $S'_{MIN} = 2.54 \text{ CM}$; $S'_{MAX} = 40.0 \text{ CM}$; Según E-060

$$S' = b_{DISEÑO} * \left(\frac{AS_{\phi_v}}{AS_{H_{INTERIOR}}} \right) = 87.791 \text{ cm}$$

∴ USAR: ϕ_v 1/4 pulg @ 40.00 cm

C) DETERMINACIÓN DE REFUERZO EN LA LOSA DEL CANAL

$$\begin{aligned} H_{CONST.} &= 0.70 \text{ m ; altura hidraulica de la pared izquierda.} \\ b_{DISEÑO} &= 1.00 \text{ m ; ancho de diseño} \\ B &= 0.90 \text{ m ; base total del canal de riego y drenaje} \\ \gamma_{AGUA} &= 1000 \text{ kg/m}^3 \text{ ; peso especifico del agua} \\ \gamma_{CA} &= 2400 \text{ kg/m}^3 \text{ ; peso especifico del concreto armado} \\ e_{PIZQ.} &= 13.000 \text{ cm ; espesor de la pared izquierda del canal} \\ e_{PDER.} &= 13.000 \text{ cm ; espesor de la pared derecha del canal} \\ b &= 64.000 \text{ cm ; base hidraulica del canal} \\ e_b &= 20.000 \text{ cm ; espesor de la losa del canal} \\ d_b &= 12.524 \text{ cm ; peralte efectivo de la losa del canal} \\ r_{suelo} &= 7.000 \text{ cm ; recubrimiento min frente al contacto del agua} \\ r_{agua} &= 4.000 \text{ cm ; recubrimiento min frente al contacto del agua} \\ q_1 &= \sigma_1 * 1 \text{ m} \\ q_1 &= 2.464 \text{ Tn/m ; esfuerzo del terreno en condicion de servicio} \\ q_2 &= \sigma_2 * 1 \text{ m} \\ q_2 &= 0.462 \text{ Tn/m ; esfuerzo del terreno en condicion de servicio} \\ F_{a_{AGUA-U}} &= 0.343 \text{ Tn} \\ \bar{Y} &= 0.233 \text{ m} \end{aligned}$$

$$M_{AGUA-U} = F_{a_{AGUA-U}} * (H_{AGUA} + e_b)$$

$$M_{AGUA-U} = 0.149 \text{ Tn-m}$$

$$W_{AGUA} = 1 \text{ m} * \gamma_{AGUA} * H_{CONST.}$$

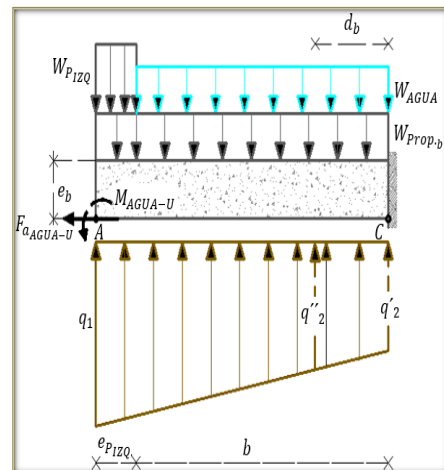
$$W_{AGUA} = 0.700 \text{ Tn/m}$$

$$W_{Prop.b} = 1 \text{ m} * \gamma_{CA} * e_b$$

$$W_{Prop.b} = 0.480 \text{ Tn/m}$$

$$W_{PIZQ} = 1 \text{ m} * \gamma_{CA} * H_{CONST.}$$

$$W_{PIZQ} = 1.680 \text{ Tn/m}$$



$$q'_2 = q_2 + \left(\frac{q_1 - q_2}{B} * e_{PDER.} \right)$$

$$q'_2 = 0.751 \text{ Tn/m}$$

$$q''_2 = q_2 + \left(\frac{q_1 - q_2}{B} * (e_{PDER.} + d_b) \right)$$

$$q''_2 = 1.030 \text{ Tn/m}$$

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

CORTANTE ÚLTIMO:

$$*V_U = 1.7 * \left(q'_2 (e_{PIZQ} + b) + (q_1 - q'_2) \frac{(e_{PIZQ} + b)}{2} \right) - 1.4 * \left((W_{AGUA} * b) + W_{PROP.b} (e_{PIZQ} + b) + W_{PIZQ} (e_{PIZQ}) \right)$$
$$V_U = \boxed{0.654 \text{ Tn}}$$

MOMENTO ÚLTIMO:

$$*M_U = 1.7 \left(\frac{(q'_2 (e_{PIZQ} + b))^2}{2} + \frac{(q_1 - q'_2) (e_{PIZQ} + b)^2}{6} \right) - 1.4 \left(\left(W_{AGUA} * \frac{b^2}{2} \right) + \frac{W_{PROP.b} (e_{PIZQ} + b)^2}{2} + \left(W_{PIZQ} (e_{PIZQ}) \left(\frac{e_{PIZQ}}{2} + b \right) \right) \right) - M_{AGUA-U}$$
$$M_U = \boxed{-0.098 \text{ Tn-m}}$$

C.1.- VERIFICACIÓN POR CORTANTE: SE REALIZARÁ A UNA DISTANCIA " d_{PDER} " DE LA BASE DE LA PARED DERECHA

$$\phi = \boxed{0.85} \text{ factor de reduccion por corte}$$

$$X'' = e_{PIZQ} + b - d_b$$

$$X'' = \boxed{64.476 \text{ cm}}$$

$$V_{U-d_b} = 1.7 * \left(q'_2 (X'') + (q_1 - q'_2) \frac{(X'')}{2} \right) - 1.4 * \left((W_{AGUA} * (b - d_b)) + W_{PROP.b} (X'') + W_{PIZQ} (e_{PIZQ}) \right)$$

$$V_{U-d_b} = \boxed{0.519 \text{ Tn}}$$

$$V_C = 0.53 * \sqrt{f'c} * b_{DISEÑO} * d_b * 10 \rightarrow V_C = 6.156 \text{ Tn} ; \phi * V_C = 5.233 \text{ Tn}$$

$$\boxed{V_{U-d_b} < \phi * V_C} \rightarrow \text{CUMPLE LA CONDICIÓN}$$

C.2.- DISEÑO POR FLEXIÓN:

$$\phi = \boxed{0.9}$$

$$M_U = \boxed{0.098 \text{ Tn-m}}$$

C.2.1.- DETERMINACIÓN DEL REFUERZO INFERIOR

* DETERMINACIÓN DEL PARAMETRO " R_U "

$$R_U = \frac{M_U * 10^5}{b_{DISEÑO} * (d_b)^2} \rightarrow R_U = \boxed{0.623 \text{ Kg/cm}^2}$$

* DETERMINACIÓN DE LA CUANTÍA DE ACERO CALCULADA " ρ_{CAL} "

$$\rho_{CAL} = \frac{(\phi * fy) - \sqrt{(\phi * fy)^2 - 4 (R_U (fy)^2 * \frac{0.59\phi}{f'c})}}{2 (0.59\phi * \frac{(fy)^2}{f'c})} \rightarrow \rho_{CAL} = \boxed{0.000165}$$

* DETERMINACIÓN DEL ÁREA DE ACERO INFERIOR CALCULADA " As_{ICAL} "

$$As_{ICAL} = \rho_{CAL} * b_{DISEÑO} * d_b \rightarrow As_{ICAL} = \boxed{0.2069 \text{ cm}^2}$$

* DETERMINACIÓN DEL ÁREA DE ACERO MÍNIMO INFERIOR " As_{IMIN} "

$$\rho_{MIN} = 0.22 * \left(\frac{\sqrt{f'c/10.197}}{fy/10.197} \right) = 0.0024 \text{ ;Según el RNE-E.060 (Concreto armado).}$$

$$As_{IMIN} = \rho_{MIN} * b_{DISEÑO} * d_b \rightarrow As_{IMIN} = 3.036 \text{ cm}^2$$

* DETERMINACIÓN DEL ÁREA DE ACERO INFERIOR DE DISEÑO " $As_{IDISEÑO}$ "

$$As_{IDISEÑO} = 3.036 \text{ cm}^2$$

* DETERMINACIÓN DEL ESPACIAMIENTO DEL ACERO DE DISEÑO " S' " $S'_{MIN} = 2.54 \text{ CM}; S'_{MAX} = 40.0 \text{ CM}; \text{Según E-060}$

$$\left. \begin{array}{l} \phi_v = 3/8 \text{ pulg} = 9.53 \text{ mm} ; \text{Diametro de la varilla} \\ As_{\phi_v} = 0.713 \text{ cm}^2 \text{ Área de la varilla del acero a utilizar} \end{array} \right\} S' = b_{DISEÑO} * \left(\frac{As_{\phi_v}}{As_{IDISEÑO}} \right) = 23.473 \text{ cm}$$

$$\therefore \text{USAR: } \phi_v \text{ 3/8 pulg @ 23.75 cm}$$

C.2.2.- DETERMINACIÓN DEL REFUERZO SUPERIOR

* DETERMINACIÓN DE LA CUANTÍA MÍNIMA DEL ACERO SUPERIOR " ρ_{MIN} "

PARA:

$$\rho_{MIN} = 0.22 * \left(\frac{\sqrt{f'c/10.197}}{fy/10.197} \right) = 0.0024 \text{ ;Según el RNE-E.060 (Concreto armado).}$$

* DETERMINACIÓN DEL ÁREA DE ACERO SUPERIOR " $As_{SUPERIOR}$ "

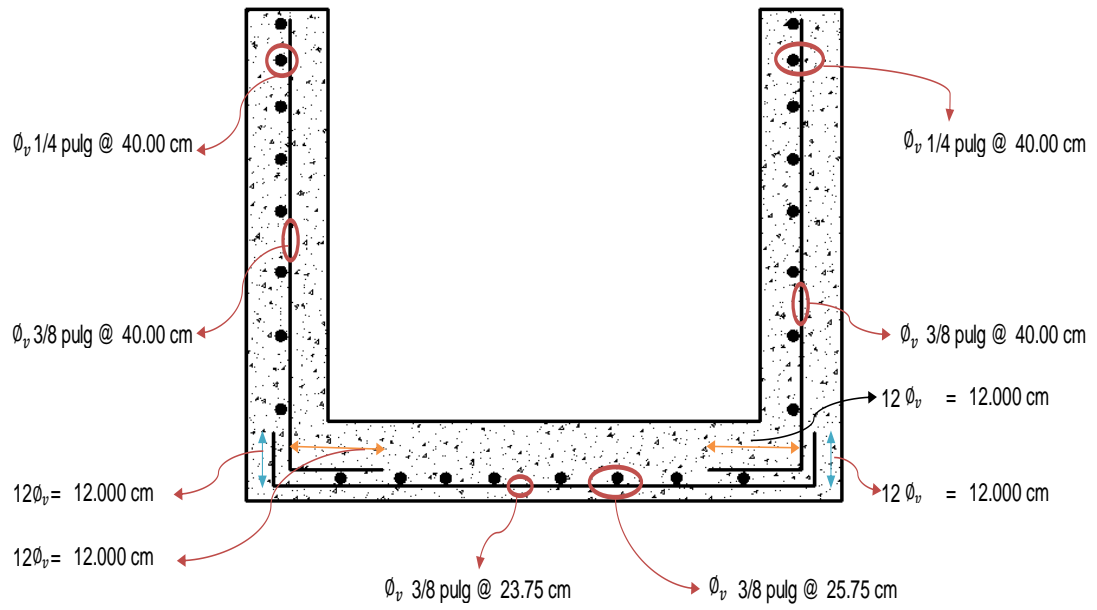
$$As_{SUPERIOR} = \rho_{MIN} * b * d_{bT} = \boxed{1.795 \text{ cm}^2}$$

* DETERMINACIÓN DEL ESPACIAMIENTO DEL ACERO SUPERIOR. " S' " $S'_{MIN} = 2.54 \text{ CM}; S'_{MAX} = 40.0 \text{ CM}; \text{Según E-060}$

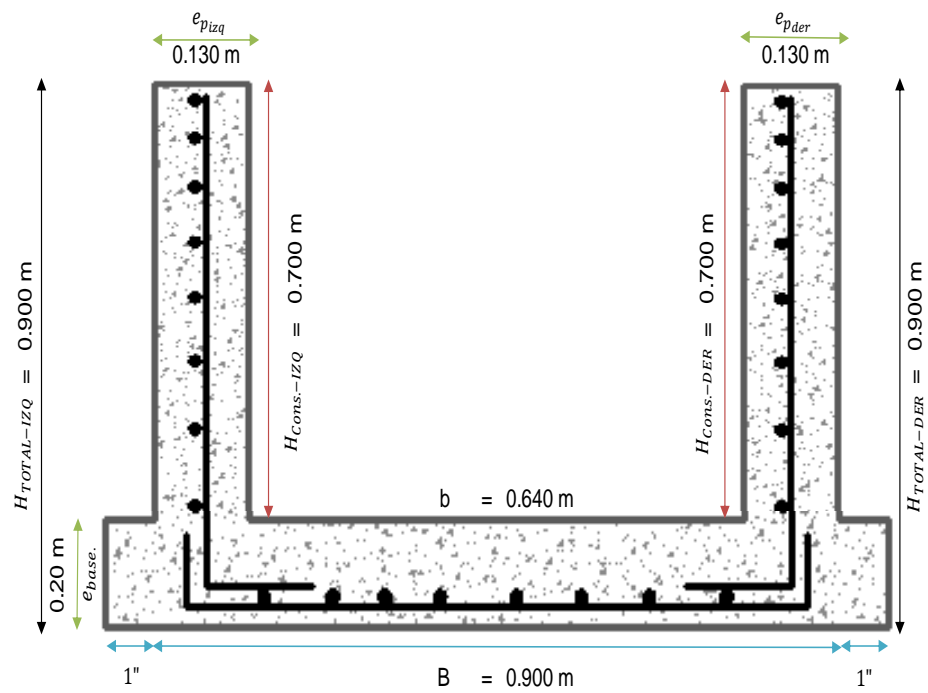
$$\left. \begin{array}{l} \phi_v = 3/8 \text{ pulg} = 9.53 \text{ mm} ; \text{Diametro de la varilla} \\ As_{\phi_v} = 0.713 \text{ cm}^2 \text{ Área de la varilla del acero a utilizar} \end{array} \right\} S' = b * \left(\frac{As_{\phi_v}}{As_{SUPERIOR}} \right) = 25.405 \text{ cm}$$

$$\therefore \text{USAR: } \phi_v \text{ 3/8 pulg @ 25.75 cm}$$

D) DISTRIBUCION DE LOS REFUERZOS



E) DETALLE GEOMÉTRICO DE LA SECCIÓN DEL CANAL POR PROCESO CONSTRUCTIVO



B) Procesamiento de datos para el canal ubicado en la calicata C-2

B.1. PASO N° 01: Se identificó el periodo de retorno de diseño (T), Vida útil (n), de la estructura para determinar la probabilidad de ocurrencia de que "Q" ocurra y no ocurra en "T" años y la probabilidad de riesgo o falla, luego se determinó el caudal máximo (Q_{drenaje} o $Q_{\text{hidrológico}}$) y para ello se usó datos del área de drenaje en estudio, obtenidos por la topográficos. Para calcular el tiempo de concentración por el método de kirpich, los datos obtenidos del SENAMHI como las precipitaciones máximas por 24 horas fue de interés para realizar la curva. T (INTENCIDAD, DURACION Y PERIODO), La información visual y el estudio topográfico fue de interés para determinar el coeficiente de escorrentía. Finalmente se calculó el caudal máximo (Q_{drenaje} o $Q_{\text{hidrológico}}$).

1.- CALCULO DEL CAUDAL HIDROLOGICO (Q max)

1.1.- ESTIMACION DEL PERIODO DE RETORNO DE DISEÑO (T), VIDA UTIL (n) Y LA PROBABILIDAD (P)

TIPO DE ESTRUCTURAS	PERIODO DE RETORNO (Años)
Puente sobre carretera importante.	50 ~ 100
Puente sobre carretera menos importante o alcantarilla sobre carretera importante	25
Alcantarillas sobre caminos secundarios	5 ~ 10
Drenaje lateral de los pavimentos, donde puede tolerarse encaramiento con lluvia de corta duracion.	1 ~ 2
Drenaje de aeropuerto	5
Drenaje urbano	2 ~ 10
Drenaje agrícola	5 ~ 10
Muros de encauzamiento	2 ~ 50*
* puede aumentar si estas obras protegen poblados de importancia.	
T = 10 año	n = 20 años

1.1.1.- LA PROBABILIDAD DE OCURRENCIA DE QUE "Q" OCURRA EN "T" AÑOS SERA:

$$P = \frac{1}{T}$$

Siendo:

P : Probabilidad de ocurrencia de un caudal "Q"

$$P = 0.1 \cong 10\%$$

1.1.2.- LA PROBABILIDAD DE OCURRENCIA DE QUE "Q" NO OCURRA EN CUALQUIER AÑO "T" SERA:

$$\bar{P} = 1 - P$$

Siendo:

\bar{P} : Probabilidad de ocurrencia de un caudal menor a "Q maximo"

$$\bar{P} = 0.9 \cong 90\%$$

* cuadro de resumen:

P =	10%	representa el % de la probabilidad de que un Q max ocurra en cualquier año "T".
\bar{P} =	90%	representa el % de la probabilidad de que un caudal < Q max, o sea de que Q max no ocurra en cualquier año "T".

1.1.3.- LA PROBABILIDAD DE OCURRENCIA DE QUE "Q max" NO OCURRA EN "n" AÑOS SUCEIVOS, SERA:

$$\bar{P} * \bar{P} \dots \bar{P} = \bar{P}^n = \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n$$

$$\bar{P}^n = 0.12 \cong 12\%$$

1.1.4.- LA PROBABILIDAD DE OCURRENCIA DE QUE "Q max" OCURRA AL MENOS UNA VEZ EN "n" AÑOS SUCEIVOS, SERA:

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n = 1 - \bar{P}^n$$

$$R = 0.88 \cong 88\%$$

donde:

R : conocida como riesgo o falla.

* cuadro de resumen:

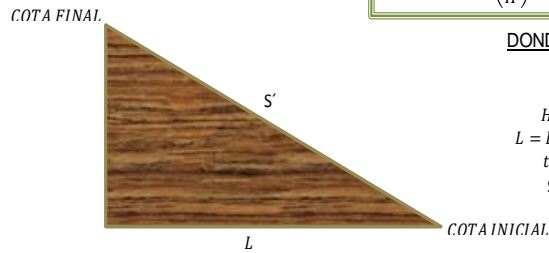
\bar{P}^n =	12%	representa el % de la probabilidad de que un caudal < Q max, o sea de que Q max no ocurra en "n" años sucesivos.
R =	88%	representa el % de la probabilidad de que un Q max ocurra al menos una vez en "n" años sucesivos. Es decir es la probabilidad de que la obra falle durante su vida útil.

1.2.- CALCULO DEL CAUDAL MAXIMO

1.2.1.- CALCULO DEL TIEMPO DE CONCENTRACION

* METODO KIRPICH

$$t_c = 0.0195 * \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0.385}$$



DONDE:

Cota inicial =	2539.880 m.s.n.m
Cota final =	2551.720 m.s.n.m
H = Diferencia de elevacion =	11.84 m
L = B = Longitud max de recorrido =	30.00 m
t_c = Tiempo de concentración =	0.38 min
S' = Pendiente del talud=	39.47%

1.2.2.- CALCULO DE LA INTENSIDAD MAXIMA

A) CONSTRUIR CURVAS DE INTENSIDAD-DURACIÓN-PERODO DE RETORNO (IDT) UTILIZANDO EL MODELO DE DYCK Y PESCHKE.

A.1) CUADRO.- LLUVIA MÁXIMA PARA DIFERENTES DURACIONES:
CONSTA EN DESCOMPONER LA PRECIPITACION DE 24HORAS, EN DIFERENTES DURACIONES.

$$P_D = P_{24h} \left(\frac{D}{1440} \right)^{0.25}$$

P_D =Precipitación total (mm).
 D = duracion en min.
 P_{24h} =Precipitación Máxima en 24 horas (mm).

Año	Pmax 24h anual (mm)	Duracion en minutos (D)					
		20 min	30 min	60 min	120 min	180 min	240 min
1993	18.00	6.18	6.84	8.13	9.67	10.70	11.50
1994	24.00	8.24	9.12	10.84	12.89	14.27	15.33
1995	18.90	6.49	7.18	8.54	10.15	11.24	12.08
1996	17.10	5.87	6.50	7.73	9.19	10.17	10.93
1997	11.40	3.91	4.33	5.15	6.13	6.78	7.28
1998	27.50	9.44	10.45	12.42	14.78	16.35	17.57
1999	33.00	11.33	12.54	14.91	17.73	19.62	21.09
2000	20.30	6.97	7.71	9.17	10.91	12.07	12.97
2001	48.70	16.72	18.50	22.00	26.17	28.96	31.12
2002	27.20	9.34	10.33	12.29	14.61	16.17	17.38
2003	23.00	7.90	8.74	10.39	12.36	13.68	14.70
2004	17.60	6.04	6.69	7.95	9.46	10.47	11.25
2005	25.50	8.75	9.69	11.52	13.70	15.16	16.29
2006	28.00	9.61	10.64	12.65	15.04	16.65	17.89
2007	27.30	9.37	10.37	12.33	14.67	16.23	17.44
2008	33.10	11.36	12.58	14.95	17.78	19.68	21.15
2009	19.60	6.73	7.45	8.86	10.53	11.65	12.52
2010	22.60	7.76	8.59	10.21	12.14	13.44	14.44
2011	36.20	12.43	13.75	16.36	19.45	21.52	23.13
2012	30.70	10.54	11.66	13.87	16.49	18.25	19.62
2013	19.90	6.83	7.56	8.99	10.69	11.83	12.71
2014	24.80	8.51	9.42	11.20	13.32	14.75	15.85
2015	31.70	10.88	12.04	14.32	17.03	18.85	20.25
2016	18.00	6.18	6.84	8.13	9.67	10.70	11.50
2017	38.20	13.11	14.51	17.26	20.52	22.71	24.41

A.2) CUADRO.- INTENSIDADES MÁXIMAS PARA DIFERENTES DURACIONES:
CONSTA EN TRANSFORMAR LAS LLUVIAS MÁXIMAS EN mm A
INTENSIDAD EN mm/hr DESCOMPONER LA PRECIPITACION DE 24HORAS,
EN DIFERENTES DURACIONES.

$$I = \frac{60xP_D}{D}$$

I = Intensidad Maxima (mm/hr).
 D = Duración en min.
 P_D = Precipitación total (mm).

N°	AÑOS	Duracion en minutos (D)					
		20 min	30 min	60 min	120 min	180 min	240 min
1	1993	18.54	13.68	8.13	4.84	3.57	2.88
2	1994	24.72	18.24	10.84	6.45	4.76	3.83
3	1995	19.46	14.36	8.54	5.08	3.75	3.02
4	1996	17.61	12.99	7.73	4.59	3.39	2.73
5	1997	11.74	8.66	5.15	3.06	2.26	1.82
6	1998	28.32	20.90	12.42	7.39	5.45	4.39
7	1999	33.99	25.07	14.91	8.87	6.54	5.27
8	2000	20.91	15.42	9.17	5.45	4.02	3.24
9	2001	50.16	37.00	22.00	13.08	9.65	7.78
10	2002	28.01	20.67	12.29	7.31	5.39	4.34
11	2003	23.69	17.48	10.39	6.18	4.56	3.67
12	2004	18.13	13.37	7.95	4.73	3.49	2.81
13	2005	26.26	19.38	11.52	6.85	5.05	4.07
14	2006	28.84	21.28	12.65	7.52	5.55	4.47
15	2007	28.12	20.74	12.33	7.33	5.41	4.36
16	2008	34.09	25.15	14.95	8.89	6.56	5.29
17	2009	20.19	14.89	8.86	5.27	3.88	3.13
18	2010	23.28	17.17	10.21	6.07	4.48	3.61
19	2011	37.28	27.51	16.36	9.72	7.17	5.78
20	2012	31.62	23.33	13.87	8.25	6.08	4.90
21	2013	20.49	15.12	8.99	5.35	3.94	3.18
22	2014	25.54	18.84	11.20	6.66	4.92	3.96
23	2015	32.65	24.09	14.32	8.52	6.28	5.06
24	2016	18.54	13.68	8.13	4.84	3.57	2.88
25	2017	39.34	29.03	17.26	10.26	7.57	6.10

A.3) CUADRO.- INTENSIDADES MÁXIMAS PARA DIFERENTES DURACIONES Y PERIODOS DE RETORNO:

CONSTA EN ORDENAR DE MAYOR A MENOR LAS I_{max} Y CALCULAR SUS PERIODOS DE RETORNO CON LA FORMULA DE WEIBULL.

n = 25

$$T = \frac{n+1}{m}$$

T = Periodo de retorno, en años.
 n = Número de años
 m = Número de orden.

N° Orden	T (Años)	Duracion en minutos (D)					
		20 min	30 min	60 min	120 min	180 min	240 min
1	26.00	50.16	37.00	22.00	13.08	9.65	7.78
2	13.00	39.34	29.03	17.26	10.26	7.57	6.10
3	8.67	37.28	27.51	16.36	9.72	7.17	5.78
4	6.50	34.09	25.15	14.95	8.89	6.56	5.29
5	5.20	33.99	25.07	14.91	8.87	6.54	5.27
6	4.33	32.65	24.09	14.32	8.52	6.28	5.06
7	3.71	31.62	23.33	13.87	8.25	6.08	4.90
8	3.25	28.84	21.28	12.65	7.52	5.55	4.47
9	2.89	28.32	20.90	12.42	7.39	5.45	4.39
10	2.60	28.12	20.74	12.33	7.33	5.41	4.36
11	2.36	28.01	20.67	12.29	7.31	5.39	4.34
12	2.17	26.26	19.38	11.52	6.85	5.05	4.07
13	2.00	25.54	18.84	11.20	6.66	4.92	3.96
14	1.86	24.72	18.24	10.84	6.45	4.76	3.83
15	1.73	23.69	17.48	10.39	6.18	4.56	3.67
16	1.63	23.28	17.17	10.21	6.07	4.48	3.61
17	1.53	20.91	15.42	9.17	5.45	4.02	3.24
18	1.44	20.49	15.12	8.99	5.35	3.94	3.18
19	1.37	20.19	14.89	8.86	5.27	3.88	3.13
20	1.30	19.46	14.36	8.54	5.08	3.75	3.02
21	1.24	18.54	13.68	8.13	4.84	3.57	2.88
22	1.18	18.54	13.68	8.13	4.84	3.57	2.88
23	1.13	18.13	13.37	7.95	4.73	3.49	2.81
24	1.08	17.61	12.99	7.73	4.59	3.39	2.73
25	1.04	11.74	8.66	5.15	3.06	2.26	1.82

	ABREVIATURAS			Y	X1	X2	Y.X1	X1^2	X1.X2	X2.Y	X2^2
	lmax (mm/ho)	T años	D min	LOG(lmax)	LOG(T)	LOG(D)	Log(l)xLog(T)	Log(T)^2	Log(T)xLog(D)	Log(D)xLog(l)	Log(D)^2
1	50.16	26.00	20 min	1.700	1.415	1.301	2.406	2.002	1.841	2.212	1.693
2	37.00	26.00	30 min	1.568	1.415	1.477	2.219	2.002	2.090	2.316	2.182
3	22.00	26.00	60 min	1.342	1.415	1.778	1.900	2.002	2.516	2.387	3.162
4	13.08	26.00	120 min	1.117	1.415	2.079	1.580	2.002	2.942	2.322	4.323
5	9.65	26.00	180 min	0.985	1.415	2.255	1.393	2.002	3.191	2.221	5.086
6	7.78	26.00	240 min	0.891	1.415	2.380	1.261	2.002	3.368	2.121	5.665
7	39.34	13.00	20 min	1.595	1.114	1.301	1.777	1.241	1.449	2.075	1.693
8	29.03	13.00	30 min	1.463	1.114	1.477	1.629	1.241	1.645	2.161	2.182
9	17.26	13.00	60 min	1.237	1.114	1.778	1.378	1.241	1.981	2.200	3.162
10	10.26	13.00	120 min	1.011	1.114	2.079	1.126	1.241	2.316	2.103	4.323
11	7.57	13.00	180 min	0.879	1.114	2.255	0.979	1.241	2.512	1.983	5.086
12	6.10	13.00	240 min	0.785	1.114	2.380	0.875	1.241	2.651	1.870	5.665
13	37.28	8.67	20 min	1.571	0.938	1.301	1.474	0.880	1.220	2.045	1.693
14	27.51	8.67	30 min	1.439	0.938	1.477	1.350	0.880	1.385	2.126	2.182
15	16.36	8.67	60 min	1.214	0.938	1.778	1.138	0.880	1.668	2.158	3.162
16	9.72	8.67	120 min	0.988	0.938	2.079	0.926	0.880	1.950	2.054	4.323
17	7.17	8.67	180 min	0.856	0.938	2.255	0.803	0.880	2.115	1.930	5.086
18	5.78	8.67	240 min	0.762	0.938	2.380	0.715	0.880	2.232	1.814	5.665
19	34.09	6.50	20 min	1.533	0.813	1.301	1.246	0.661	1.058	1.994	1.693
20	25.15	6.50	30 min	1.401	0.813	1.477	1.139	0.661	1.201	2.069	2.182
21	14.95	6.50	60 min	1.175	0.813	1.778	0.955	0.661	1.445	2.089	3.162
22	8.89	6.50	120 min	0.949	0.813	2.079	0.771	0.661	1.690	1.973	4.323
23	6.56	6.50	180 min	0.817	0.813	2.255	0.664	0.661	1.833	1.842	5.086
24	5.29	6.50	240 min	0.723	0.813	2.380	0.588	0.661	1.935	1.721	5.665
25	33.99	5.20	20 min	1.531	0.716	1.301	1.096	0.513	0.932	1.992	1.693
26	25.07	5.20	30 min	1.399	0.716	1.477	1.002	0.513	1.058	2.067	2.182
27	14.91	5.20	60 min	1.173	0.716	1.778	0.840	0.513	1.273	2.087	3.162
28	8.87	5.20	120 min	0.948	0.716	2.079	0.679	0.513	1.489	1.970	4.323
29	6.54	5.20	180 min	0.816	0.716	2.255	0.584	0.513	1.615	1.839	5.086
30	5.27	5.20	240 min	0.722	0.716	2.380	0.517	0.513	1.704	1.718	5.665
31	32.65	4.33	20 min	1.514	0.637	1.301	0.964	0.406	0.829	1.970	1.693
32	24.09	4.33	30 min	1.382	0.637	1.477	0.880	0.406	0.941	2.041	2.182
33	14.32	4.33	60 min	1.156	0.637	1.778	0.736	0.406	1.132	2.056	3.162
34	8.52	4.33	120 min	0.930	0.637	2.079	0.592	0.406	1.324	1.934	4.323
35	6.28	4.33	180 min	0.798	0.637	2.255	0.508	0.406	1.436	1.800	5.086
36	5.06	4.33	240 min	0.704	0.637	2.380	0.449	0.406	1.516	1.677	5.665
37	31.62	3.71	20 min	1.500	0.570	1.301	0.855	0.325	0.741	1.951	1.693
38	23.33	3.71	30 min	1.368	0.570	1.477	0.780	0.325	0.842	2.020	2.182
39	13.87	3.71	60 min	1.142	0.570	1.778	0.651	0.325	1.013	2.031	3.162
40	8.25	3.71	120 min	0.916	0.570	2.079	0.522	0.325	1.185	1.905	4.323
41	6.08	3.71	180 min	0.784	0.570	2.255	0.447	0.325	1.285	1.769	5.086
42	4.90	3.71	240 min	0.691	0.570	2.380	0.394	0.325	1.356	1.644	5.665
43	28.84	3.25	20 min	1.460	0.512	1.301	0.747	0.262	0.666	1.899	1.693
44	21.28	3.25	30 min	1.328	0.512	1.477	0.680	0.262	0.756	1.961	2.182
45	12.65	3.25	60 min	1.102	0.512	1.778	0.564	0.262	0.910	1.960	3.162
46	7.52	3.25	120 min	0.876	0.512	2.079	0.449	0.262	1.064	1.822	4.323
47	5.55	3.25	180 min	0.744	0.512	2.255	0.381	0.262	1.154	1.679	5.086
48	4.47	3.25	240 min	0.651	0.512	2.380	0.333	0.262	1.218	1.548	5.665
49	28.32	2.89	20 min	1.452	0.461	1.301	0.669	0.212	0.599	1.889	1.693
50	20.90	2.89	30 min	1.320	0.461	1.477	0.608	0.212	0.681	1.950	2.182
51	12.42	2.89	60 min	1.094	0.461	1.778	0.504	0.212	0.819	1.946	3.162
52	7.39	2.89	120 min	0.869	0.461	2.079	0.400	0.212	0.958	1.806	4.323
53	5.45	2.89	180 min	0.736	0.461	2.255	0.339	0.212	1.039	1.661	5.086
54	4.39	2.89	240 min	0.643	0.461	2.380	0.296	0.212	1.097	1.530	5.665
55	28.12	2.60	20 min	1.449	0.415	1.301	0.601	0.172	0.540	1.885	1.693
56	20.74	2.60	30 min	1.317	0.415	1.477	0.546	0.172	0.613	1.945	2.182
57	12.33	2.60	60 min	1.091	0.415	1.778	0.453	0.172	0.738	1.940	3.162
58	7.33	2.60	120 min	0.865	0.415	2.079	0.359	0.172	0.863	1.799	4.323
59	5.41	2.60	180 min	0.733	0.415	2.255	0.304	0.172	0.936	1.654	5.086
60	4.36	2.60	240 min	0.640	0.415	2.380	0.265	0.172	0.988	1.522	5.665
61	28.01	2.36	20 min	1.447	0.374	1.301	0.541	0.140	0.486	1.883	1.693
62	20.67	2.36	30 min	1.315	0.374	1.477	0.491	0.140	0.552	1.943	2.182
63	12.29	2.36	60 min	1.090	0.374	1.778	0.407	0.140	0.664	1.937	3.162
64	7.31	2.36	120 min	0.864	0.374	2.079	0.323	0.140	0.777	1.796	4.323
65	5.39	2.36	180 min	0.732	0.374	2.255	0.273	0.140	0.843	1.650	5.086
66	4.34	2.36	240 min	0.638	0.374	2.380	0.238	0.140	0.889	1.519	5.665
67	26.26	2.17	20 min	1.419	0.336	1.301	0.477	0.113	0.437	1.847	1.693
68	19.38	2.17	30 min	1.287	0.336	1.477	0.432	0.113	0.496	1.901	2.182
69	11.52	2.17	60 min	1.061	0.336	1.778	0.356	0.113	0.597	1.887	3.162
70	6.85	2.17	120 min	0.836	0.336	2.079	0.281	0.113	0.698	1.738	4.323
71	5.05	2.17	180 min	0.704	0.336	2.255	0.236	0.113	0.757	1.587	5.086
72	4.07	2.17	240 min	0.610	0.336	2.380	0.205	0.113	0.799	1.452	5.665
73	25.54	2.00	20 min	1.407	0.301	1.301	0.424	0.091	0.392	1.831	1.693
74	18.84	2.00	30 min	1.275	0.301	1.477	0.384	0.091	0.445	1.884	2.182
75	11.20	2.00	60 min	1.049	0.301	1.778	0.316	0.091	0.535	1.866	3.162

76	6.66	2.00	120 min	0.824	0.301	2.079	0.248	0.091	0.626	1.712	4.323
77	4.92	2.00	180 min	0.692	0.301	2.255	0.208	0.091	0.679	1.560	5.086
78	3.96	2.00	240 min	0.598	0.301	2.380	0.180	0.091	0.717	1.423	5.665
79	24.72	1.86	20 min	1.393	0.269	1.301	0.375	0.072	0.350	1.812	1.693
80	18.24	1.86	30 min	1.261	0.269	1.477	0.339	0.072	0.397	1.863	2.182
81	10.84	1.86	60 min	1.035	0.269	1.778	0.278	0.072	0.478	1.841	3.162
82	6.45	1.86	120 min	0.809	0.269	2.079	0.218	0.072	0.559	1.683	4.323
83	4.76	1.86	180 min	0.677	0.269	2.255	0.182	0.072	0.606	1.528	5.086
84	3.83	1.86	240 min	0.584	0.269	2.380	0.157	0.072	0.640	1.389	5.665
85	23.69	1.73	20 min	1.375	0.239	1.301	0.328	0.057	0.311	1.788	1.693
86	17.48	1.73	30 min	1.242	0.239	1.477	0.297	0.057	0.353	1.835	2.182
87	10.39	1.73	60 min	1.017	0.239	1.778	0.243	0.057	0.425	1.808	3.162
88	6.18	1.73	120 min	0.791	0.239	2.079	0.189	0.057	0.497	1.644	4.323
89	4.56	1.73	180 min	0.659	0.239	2.255	0.157	0.057	0.539	1.486	5.086
90	3.67	1.73	240 min	0.565	0.239	2.380	0.135	0.057	0.569	1.345	5.665
91	23.28	1.63	20 min	1.367	0.211	1.301	0.288	0.044	0.274	1.778	1.693
92	17.17	1.63	30 min	1.235	0.211	1.477	0.260	0.044	0.311	1.824	2.182
93	10.21	1.63	60 min	1.009	0.211	1.778	0.213	0.044	0.375	1.794	3.162
94	6.07	1.63	120 min	0.783	0.211	2.079	0.165	0.044	0.438	1.629	4.323
95	4.48	1.63	180 min	0.651	0.211	2.255	0.137	0.044	0.476	1.469	5.086
96	3.61	1.63	240 min	0.558	0.211	2.380	0.118	0.044	0.502	1.327	5.665
97	20.91	1.53	20 min	1.320	0.185	1.301	0.244	0.034	0.240	1.718	1.693
98	15.42	1.53	30 min	1.188	0.185	1.477	0.219	0.034	0.273	1.755	2.182
99	9.17	1.53	60 min	0.962	0.185	1.778	0.178	0.034	0.328	1.711	3.162
100	5.45	1.53	120 min	0.737	0.185	2.079	0.136	0.034	0.384	1.532	4.323
101	4.02	1.53	180 min	0.605	0.185	2.255	0.112	0.034	0.416	1.364	5.086
102	3.24	1.53	240 min	0.511	0.185	2.380	0.094	0.034	0.439	1.216	5.665
103	20.49	1.44	20 min	1.312	0.160	1.301	0.209	0.026	0.208	1.706	1.693
104	15.12	1.44	30 min	1.180	0.160	1.477	0.188	0.026	0.236	1.742	2.182
105	8.99	1.44	60 min	0.954	0.160	1.778	0.152	0.026	0.284	1.696	3.162
106	5.35	1.44	120 min	0.728	0.160	2.079	0.116	0.026	0.332	1.514	4.323
107	3.94	1.44	180 min	0.596	0.160	2.255	0.095	0.026	0.360	1.344	5.086
108	3.18	1.44	240 min	0.502	0.160	2.380	0.080	0.026	0.380	1.195	5.665
109	20.19	1.37	20 min	1.305	0.136	1.301	0.178	0.019	0.177	1.698	1.693
110	14.89	1.37	30 min	1.173	0.136	1.477	0.160	0.019	0.201	1.733	2.182
111	8.86	1.37	60 min	0.947	0.136	1.778	0.129	0.019	0.242	1.684	3.162
112	5.27	1.37	120 min	0.721	0.136	2.079	0.098	0.019	0.283	1.500	4.323
113	3.88	1.37	180 min	0.589	0.136	2.255	0.080	0.019	0.307	1.329	5.086
114	3.13	1.37	240 min	0.496	0.136	2.380	0.068	0.019	0.324	1.180	5.665
115	19.46	1.30	20 min	1.289	0.114	1.301	0.147	0.013	0.148	1.677	1.693
116	14.36	1.30	30 min	1.157	0.114	1.477	0.132	0.013	0.168	1.709	2.182
117	8.54	1.30	60 min	0.931	0.114	1.778	0.106	0.013	0.203	1.656	3.162
118	5.08	1.30	120 min	0.706	0.114	2.079	0.080	0.013	0.237	1.467	4.323
119	3.75	1.30	180 min	0.574	0.114	2.255	0.065	0.013	0.257	1.294	5.086
120	3.02	1.30	240 min	0.480	0.114	2.380	0.055	0.013	0.271	1.142	5.665
121	18.54	1.24	20 min	1.268	0.093	1.301	0.118	0.009	0.121	1.650	1.693
122	13.68	1.24	30 min	1.136	0.093	1.477	0.105	0.009	0.137	1.678	2.182
123	8.13	1.24	60 min	0.910	0.093	1.778	0.084	0.009	0.165	1.619	3.162
124	4.84	1.24	120 min	0.684	0.093	2.079	0.063	0.009	0.193	1.423	4.323
125	3.57	1.24	180 min	0.552	0.093	2.255	0.051	0.009	0.209	1.246	5.086
126	2.88	1.24	240 min	0.459	0.093	2.380	0.043	0.009	0.221	1.092	5.665
127	18.54	1.18	20 min	1.268	0.073	1.301	0.092	0.005	0.094	1.650	1.693
128	13.68	1.18	30 min	1.136	0.073	1.477	0.082	0.005	0.107	1.678	2.182
129	8.13	1.18	60 min	0.910	0.073	1.778	0.066	0.005	0.129	1.619	3.162
130	4.84	1.18	120 min	0.684	0.073	2.079	0.050	0.005	0.151	1.423	4.323
131	3.57	1.18	180 min	0.552	0.073	2.255	0.040	0.005	0.164	1.246	5.086
132	2.88	1.18	240 min	0.459	0.073	2.380	0.033	0.005	0.173	1.092	5.665
133	18.13	1.13	20 min	1.258	0.053	1.301	0.067	0.003	0.069	1.637	1.693
134	13.37	1.13	30 min	1.126	0.053	1.477	0.060	0.003	0.079	1.664	2.182
135	7.95	1.13	60 min	0.900	0.053	1.778	0.048	0.003	0.095	1.601	3.162
136	4.73	1.13	120 min	0.675	0.053	2.079	0.036	0.003	0.111	1.403	4.323
137	3.49	1.13	180 min	0.543	0.053	2.255	0.029	0.003	0.120	1.224	5.086
138	2.81	1.13	240 min	0.449	0.053	2.380	0.024	0.003	0.127	1.069	5.665
139	17.61	1.08	20 min	1.246	0.035	1.301	0.043	0.001	0.045	1.621	1.693
140	12.99	1.08	30 min	1.114	0.035	1.477	0.039	0.001	0.051	1.645	2.182
141	7.73	1.08	60 min	0.888	0.035	1.778	0.031	0.001	0.062	1.579	3.162
142	4.59	1.08	120 min	0.662	0.035	2.079	0.023	0.001	0.072	1.377	4.323
143	3.39	1.08	180 min	0.530	0.035	2.255	0.018	0.001	0.078	1.196	5.086
144	2.73	1.08	240 min	0.436	0.035	2.380	0.015	0.001	0.083	1.039	5.665
145	11.74	1.04	20 min	1.070	0.017	1.301	0.018	0.000	0.022	1.392	1.693
146	8.66	1.04	30 min	0.938	0.017	1.477	0.016	0.000	0.025	1.385	2.182
147	5.15	1.04	60 min	0.712	0.017	1.778	0.012	0.000	0.030	1.266	3.162
148	3.06	1.04	120 min	0.486	0.017	2.079	0.008	0.000	0.035	1.011	4.323
149	2.26	1.04	180 min	0.354	0.017	2.255	0.006	0.000	0.038	0.798	5.086
150	1.82	1.04	240 min	0.260	0.017	2.380	0.004	0.000	0.041	0.620	5.665
SUMATORIAS				145.334	61.102	281.774	65.835	43.793	114.780	255.411	552.776

A.4) CALCULO DE LA ECUACIÓN DE LA INTENSIDAD MAXIMA

$$I_{max} = \frac{KxT^a}{D^b}$$

donde:

I_{max} = Intensidad maxima en (mm/hr)

K, a, b = parametros característicos de la zona de estudio

T = periodo de retorno en años

D = duracion de la precipitacion en minutos

n = numero de tripletas (I_{max}, T y D), para este caso serian

$n = 150$

*Los parametros a estimar son: $a_0 = \log(K)$

$a_1 = a$

$a_2 = b$

Ecuaciones para determinar K, a y b

$$\sum Y = a_0 \cdot n + a_1 \cdot \sum X_1 + a_2 \cdot \sum X_2 =$$

$$145.334 = a_0 \cdot 150.000 + a_1 \cdot 61.102 + a_2 \cdot 281.774$$

$$(\sum X_1 \cdot Y) = a_0 \cdot \sum X_1 + a_1 \cdot (\sum X_1^2) + a_2 \cdot (\sum X_1 \cdot X_2)$$

$$65.835 = a_0 \cdot 61.102 + a_1 \cdot 43.793 + a_2 \cdot 114.780$$

$$(\sum X_2 \cdot Y) = a_0 \cdot \sum X_2 + a_1 \cdot (\sum X_1 \cdot X_2) + a_2 \cdot (\sum X_2^2)$$

$$255.411 = a_0 \cdot 281.774 + a_1 \cdot 114.780 + a_2 \cdot 552.776$$

$$\begin{pmatrix} a_0 \\ a_1 \\ a_2 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 150.000 & 61.102 & 281.774 \\ 61.102 & 43.793 & 114.780 \\ 281.774 & 114.780 & 552.776 \end{pmatrix}^{-1} \times \begin{pmatrix} 145.334 \\ 65.835 \\ 255.411 \end{pmatrix}$$

$$\begin{pmatrix} a_0 \\ a_1 \\ a_2 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0.1658291 & -0.0215486 & -0.0800559 \\ -0.0215486 & 0.0528998 & 0.0000000 \\ -0.0800559 & 0.0000000 & 0.0426171 \end{pmatrix} \times \begin{pmatrix} 145.334 \\ 65.835 \\ 255.411 \end{pmatrix}$$

Desarrollando la matriz se obtiene:

$$\begin{matrix} a_0 = \log(K) = & 2.234833 \\ a_1 = a = & 0.3508865 \\ a_2 = b = & -0.750 \end{matrix}$$



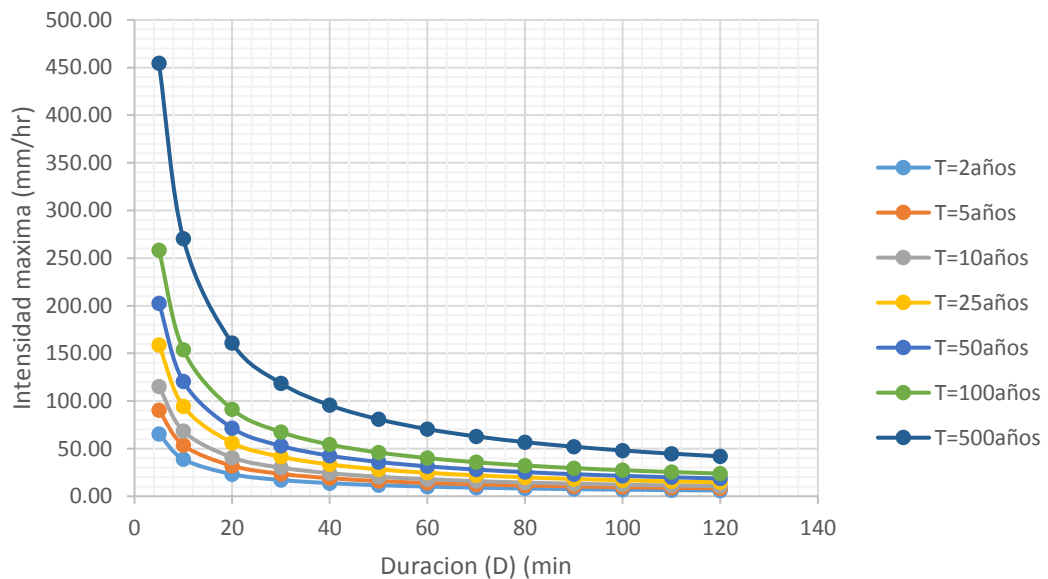
$$\begin{matrix} K = & 171.7247876 \\ a = & 0.351 \\ b = & 0.750 \end{matrix}$$

A.5) CURVA IDT

$$I_{max} = \frac{171.725 \times T^{0.351}}{D^{0.7500}}$$

Duración (D) (min)	Periodo de Retorno (T) en años						
	T=2años	T=5años	T=10años	T=25años	T=50años	T=100años	T=500años
5	65.50	90.34	115.21	158.90	202.65	258.45	454.61
10	38.95	53.71	68.50	94.48	120.50	153.68	270.31
20	23.16	31.94	40.73	56.18	71.65	91.38	160.73
30	17.09	23.56	30.05	41.45	52.86	67.42	118.58
40	13.77	18.99	24.22	33.40	42.60	54.33	95.57
50	11.65	16.06	20.49	28.26	36.04	45.96	80.84
60	10.16	14.01	17.87	24.65	31.43	40.09	70.51
70	9.05	12.48	15.92	21.95	28.00	35.71	62.81
80	8.19	11.29	14.40	19.86	25.33	32.31	56.83
90	7.50	10.34	13.18	18.18	23.19	29.57	52.02
100	6.93	9.55	12.18	16.80	21.43	27.33	48.07
110	6.45	8.89	11.34	15.64	19.95	25.44	44.75
120	6.04	8.33	10.63	14.65	18.69	23.84	41.93

CURVA I.D.T DE LA ESTACIÓN DE HUÁNUCO AGROPECUARIO



PERIODO DE RETORNO T (AÑOS)	DURACION D(min)	INTENSIDAD MAXIMA I(mm/hr)
10 años	0.38 min	791.7125978

1.2.3.- CALCULO DEL COEFICIENTE DE ESCORRENTIA (C) Pendiente = S = 39%

COBERTURA VEGETAL	TIPO DE SUELO	PENDIENTE DEL TERRENO				
		PRONUNCIADA	ALTA	MEDIA	SUAVE	DESPRECIABLE
		> 50%	> 20%	> 5%	> 1%	< 1%
Sin vegetacion	Impermeable	0.8	0.75	0.7	0.65	0.6
	Semipermeable	0.7	0.65	0.6	0.55	0.5
	Permeable	0.5	0.45	0.4	0.35	0.3
Cultivos	Impermeable	0.7	0.65	0.6	0.55	0.5
	Semipermeable	0.6	0.55	0.5	0.45	0.4
	Permeable	0.4	0.35	0.3	0.25	0.2
Pastos, vegetación ligera	Impermeable	0.65	0.6	0.55	0.5	0.45
	Semipermeable	0.55	0.5	0.45	0.4	0.35
	Permeable	0.35	0.3	0.25	0.2	0.15
Hierba, grama	Impermeable	0.6	0.55	0.5	0.45	0.4
	Semipermeable	0.5	0.45	0.4	0.35	0.3
	Permeable	0.3	0.25	0.2	0.15	0.1
Bosques, densa vegetación	Impermeable	0.55	0.5	0.45	0.4	0.35
	Semipermeable	0.45	0.4	0.35	0.3	0.25
	Permeable	0.25	0.2	0.15	0.1	0.05

COBERTURA VEGETAL	TIPO DE SUELO	PEND. DEL TERRENO	C
Pastos, vegetación ligera	Semipermeable	> 20%	0.50

CALCULO DEL CAUDAL MAXIMO (Q drenaje o Q hidrológico)

Donde:

1/360 ; coeficiente de transformacion de unidades

$$Q = \frac{C * I * A}{360}$$

* B; distancia horizontal de drenaje

* Ld; Longitud de drenaje del canal

* A; Área de drenaje (has); $A = Ld * B$

B = 30.000 m

Ld = 955.97 m

A = 2.868 has

$Q_{DRENAJE} =$	3.1536 m3/sg
$Q_{DRENAJE} =$	3153.5562 Lt/sg

B.2. PASO N° 02: Se realizó el diseño hidráulico del canal partiendo con los datos conocidos del Q_{riego} y del Q_{drenaje} en donde para el $Q_{\text{diseño}}$ se consideró la suma del Q_{riego} más un porcentaje del Q_{drenaje} , logrando así obtenerse todos los parámetros hidráulicos del canal como fue el tirante hidráulico, área mojada, perímetro mojado, velocidad del flujo, altura constructiva del canal, etc. Finalmente se realizó la verificación con respecto al drenaje superficial, donde se calculó el número de aliviadero a ejecutarse para que el canal funcione satisfactoriamente como riego y drenaje.

2.- DISEÑO HIDRAULICO DEL CANAL

*CAUDAL DETERMINADO POR EL ESTUDIO HIDROLOGICO.

$$Q_{\text{DRENAJE}} = 3.1536 \text{ m}^3/\text{sg}$$

*CAUDAL DETERMINADO POR EL EXPEDIENTE AGRICOLA.

$$Q_{\text{RIEGO}} = 0.1321 \text{ m}^3/\text{sg}$$

DATOS DE ENTRADA:

• SECCION SIN RECUBRIMIENTO:

% De Aportación del $Q_{\text{HIDROLOGICO}} = 27.5\%$

$$Q_{\text{DISEÑO}} = Q_{\text{RIEGO}} + \%Q_{\text{HIDROLOGICO}}$$

Q. diseño = 0.9993 m³/s = 999.298 Lt/sg

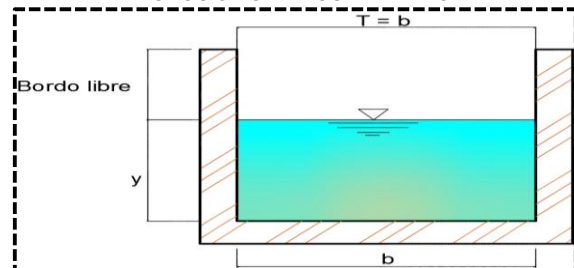
S = 0.0105 m/m

n = 0.01350

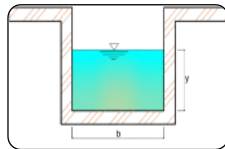
b" = 0.60 m base propuesta

b' = 0.64 m base por diseño estructural

b = 0.64 m base de diseño



-Cálculo de parámetros para la ecuación de manning



$$\begin{aligned} \text{Área hidráulica (A)} &: b \cdot y = 0.64y \\ \text{Perímetro Mojado (P)} &: b + 2y = 0.64 + 2y \\ \text{Radio hidráulico (R)} &: \frac{b \cdot y}{b + (2 \cdot y)} = \frac{0.64y}{0.64 + 2y} \end{aligned}$$

-Cálculo del tirante del canal (y)

Ecuación de manning:

Donde:

A : Área hidráulica de la sección del canal

R : Radio hidráulico

S : Pendiente del canal

n : Rugosidad de Manning

$$Q = \frac{A \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2}}{n}$$

Reemplazando los datos que se tiene en la siguiente ecuación:

$$\left(\frac{Q \cdot n}{S^{1/2}} \right) = \left(\frac{b \cdot y}{b + (2 \cdot y)} \right)^{2/3} \cdot (b \cdot y)$$

Por tanteo.

	y	$\left(\frac{b \cdot y}{b + (2 \cdot y)} \right)^{2/3} \cdot (b \cdot y)$	CONDICIÓN:
1er Tanteo.- y1=	2.000 m	0.542	$1er_{\text{Tanteo}} > 2do_{\text{Tanteo}} > 3er_{\text{Tanteo}}$ $y_1 > y_2 > y_3$
2do Tanteo.- y2=	0.580 m	0.132	
3er Tanteo.- y3=	0.450 m	0.094	

$\left(\frac{Q \cdot n}{S^{1/2}} \right)$	y	$\left(\frac{b \cdot y}{b + (2 \cdot y)} \right)^{2/3} \cdot (b \cdot y)$
0.132	0.580 m	0.129

-Cálculo del borde libre(fb)

$$B.L = y/5$$

$$B.L = 0.1159 \text{ m}$$

-Cálculo de la altura del canal (H)

$$H = y + B.L$$

$$H = 0.695 \text{ m}$$

H constructivo=	0.70 m
-----------------	--------

-Recálculo de "B.L"

$$B.L = H \text{ constructivo} - y$$

$$B.L = 0.12 \text{ m}$$

-Cálculo del area hidráulica (A)

$$A = b * y$$

$$A = 0.371 \text{ m}^2$$

-Cálculo del perímetro mojado (P)

$$P = b + 2y$$

$$P = 1.7991 \text{ m}$$

-Cálculo del radio Hidráulico (R)

$$R = \frac{b * y}{b + (2 * y)}$$

$$R = 0.2062 \text{ m}$$

-Cálculo de la velocidad (V)

$$V = \left[\frac{\sigma * R^{2/3} * S^{1/2}}{n} \right]$$

$$V = 2.6490 \text{ m/s}$$

-Cálculo del Espejo de agua(T)

$$T = b$$

$$T = 0.6400 \text{ m}$$

-Cálculo del numero de Froude (F)

$$F = V / \sqrt{g * (A/T)}$$

$$F = 1.1109$$

Por lo tanto el fluido es: Fluido Supercrítico !!!

-Cálculo de la Energía Específica (E)

$$E = y + (1/(2 * g)) * (Q/(A))^2$$

$$E = 0.94950 \text{ m-kg/kg}$$

-RESUMEN DE LOS PARAMETROS HIDRAULICOS DEL CANAL:

Base del canal (m)	0.64 m
Altura constructiva del canal (m)	0.70 m
Área del canal (m2)	0.371 m2
Perímetro mojado (m)	1.7991 m
Radio Hidráulico (m)	0.2062 m
Tirante hidráulico (m)	0.5796 m
Velocidad de flujo (m/s)	2.6490 m/s
Caudal de diseño (m3/s)	1.00 m3/s
Borde libre (m)	0.12 m
Coficiente de rugosidad "n"	0.0135
pendiente del canal (m/m)	0.01050 m/m
Energía especifica (kg-m/kg)	0.949 m-kg/kg

VERIFICACIÓN CON RESPECTO AL DRENAJE SUPERFICIAL

SEA:

$$\left. \begin{aligned} * Q_{DISEÑO} &= Q_{HIDRAULICO} = 999.2980 \text{ Lt/s} \\ * Q_{DRENAJE} &= Q_{HIDROLOGICO} = 3153.5562 \text{ Lt/s} \end{aligned} \right\} Q_{hidrologico} > Q_{hidraulico}; \text{ se necesita plantear aliviaderos}$$

HACIENDO QUE:

$Q_{HIDRAULICO} = L_{capacidad \text{ max de drenaje}} * Q_{unitario \text{ de drenaje}}$;Para analizar por metro lineal cuanto de caudal demanda

$$\left. \begin{aligned} C &= 0.50 \\ B &= 30.00 \text{ m} \\ I &= 791.713 \text{ mm/hr} \\ L_{drenaje} &= 955.97 \text{ m} \end{aligned} \right\} \text{ Datos que se requieren para analizar por metro lineal } \\ \text{cuanto de caudal hidrologico demanda}$$

$$L_{capacidad \text{ max de drenaje}} = Q_{HIDRAULICO} * \left(\frac{360}{C * I * (B * 1m)} \right) * 1$$

$L_{\text{capacidad max de drenaje}} = 302.93 \text{ m}$ $L_{\text{drenaje}} > L_{\text{capacidad max de drenaje}}$ que soporta el canal; se necesita calcular el # aliviaderos

de aliviaderos para reducir el caudal de demasias

$$\#_{\text{aliviaderos}} = \frac{L_d}{L_{\text{HIDROLOGICO}}}$$

$\#_{\text{aliv}} = 4$; aliviaderos se requiere durante la longitud de drenaje del area correspondiente

POR LO TANTO:

PARA QUE EL CANAL FUNCIONE COMO RIEGO Y DRENAJE SATISFACTORIAMENTE PARA EL ÁREA DE DRENAJE, SE REQUIERE PLANTEAR: 4 ALVIADEROS

B.3. PASO N° 03: Se determinó los esfuerzos y empujes que actúan sobre la estructura, por medio de los resultados obtenidos dentro del estudio de la mecánica de suelos. Finalmente se determinó los espesores de las paredes del canal y el ancho total de la base total frente a las acciones de los esfuerzos.

3.-DISEÑO GEOMETRICO DEL CANAL

DATOS DE ENTRADA

Base interior del canal "b"	=	0.64 m	
Espesor piso o base "e _b "	=	0.20 m	
Tirante hidraulico "Y"	=	0.58 m	
Borde libre "B.L."	=	0.12 m	
Altura constructivo del canal "H _{const.} "	=	0.70 m	← H _{const.} = Y + B.L
Altura total del canal "H _{total} "	=	0.90 m	← H _{total} = H _{const.} + e _b
Resistencia a la compresión del Conc. (f'c)	=	210 kg/cm ²	
Peso Unitario Concreto Armado "γ _{CA} "	=	2400 kg/m ³	
Esfuerzo de fluencia del Acero "f _y "	=	4200 kg/cm ²	
Recubrimiento acero "r":			
En contacto directo con el suelo τ _{suelo}	=	0.07 m	
En contacto directo con el agua τ _{agua}	=	0.04 m	
Capacidad admisible del terremo "σ _T "	=	0.500 kg/cm ²	

OBTENIDOS
POR EL
DISEÑO
HIDRAULICO

3.1.- CALCULO DEL EMPUJE ACTIVO DEL SUELO

H _{TOTAL-1}	=	0.900 m	Altura total del canal según calculo hidraulico
H _{TOTAL-2}	=	0.000 m	Altura total del canal modificado
H _{TOTAL}	=	0.900 m	Altura total del canal a utilizar
α	=	0.000 °	Angulo de inclinacion del talud
φ _{SUELO}	=	18.900 °	Angulo de friccion interna del suelo
γ _{SUELO}	=	1629.00 kg/m ³	Peso unitario del suelo.

$$K_a = \cos \alpha * \frac{\cos \alpha - \sqrt{(\cos \alpha)^2 - (\cos \phi)^2}}{\cos \alpha + \sqrt{(\cos \alpha)^2 - (\cos \phi)^2}} \rightarrow K_a = 0.511$$

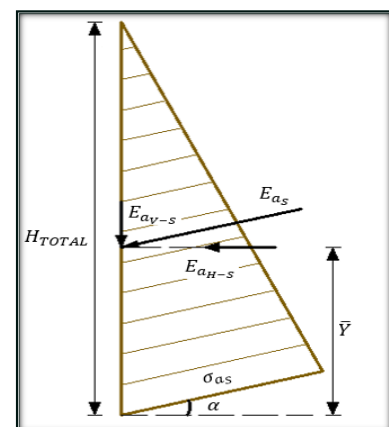
$$\sigma_{a_s} = (\gamma_s * H_T * K_a) = 0.749 \text{ Tn/m}^2$$

$$E_{a_s} = \sigma_{a_s} * \frac{H_T}{2} = 0.337 \text{ Tn/m}$$

$$E_{a_{H-s}} = E_{a_s} * \cos \alpha = 0.337 \text{ Tn/m}$$

$$F_{a_{H-s}} = E_{a_{H-s}} * 1 \text{ m} = 0.337 \text{ Tn}$$

$$\bar{Y} = \frac{H_T}{3} = 0.300 \text{ m}$$



3.2.- CALCULO DEL EMPUJE ACTIVO DEL AGUA

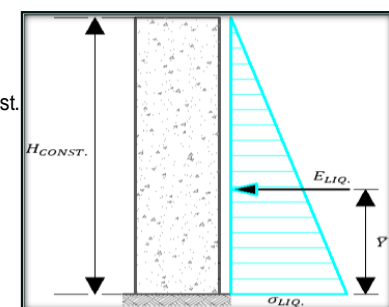
γ _{AGUA}	=	1000 kg/m ³	Peso Unitario del agua.
H _{AGUA}	=	0.70 m	Considerandose para el tirante maximo = Hconst.

$$\sigma_{a_{AGUA}} = \gamma_{AGUA} * H_{AGUA} = 0.700 \text{ Tn/m}^2$$

$$E_{a_{AGUA}} = \sigma_{a_{AGUA}} * \frac{H_{AGUA}}{2} = 0.245 \text{ Tn/m}$$

$$F_{a_{AGUA}} = E_{a_{AGUA}} * 1 \text{ m} = 0.245 \text{ Tn}$$

$$\bar{Y} = \frac{H_{AGUA}}{3} = 0.233 \text{ m}$$



3.3.- CALCULO DEL EMPUJE PASIVO DEL SUELO

$H_{Total} = 0.900$ m Altura total del canal según calculo hidraulico
 $\alpha = 0.000^\circ$ Angulo de inclinacion del talud
 $\phi_{SUELO} = 18.900^\circ$ Angulo de friccion interna del suelo
 $\gamma_{SUELO} = 1629.00$ kg/m³ Peso unitario del suelo.
 $C_{SUELO} = 0.00$ kg/m² Cohesion del suelo

$$K_p = \left(\tan \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \right)^2 \rightarrow K_p = 1.958$$

$$\sigma_{p_s} = (\gamma_s * Z * K_p) + 2C * \sqrt{K_p}$$

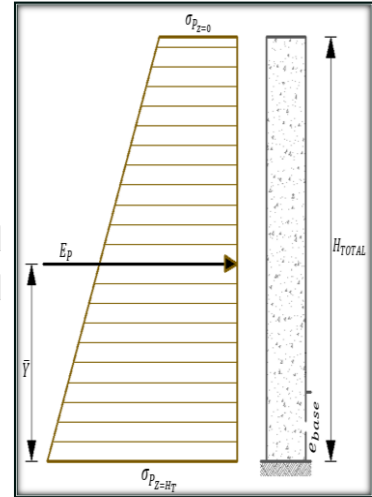
$\sigma_{p_{z=0}} = 0.000$ Tn/m²
 $\sigma_{p_{z=H_T}} = 2.871$ Tn/m²

$$E_p = (\sigma_{p_{z=0}} + \sigma_{p_{z=H_T}}) * \frac{H_T}{2} = 1.292 \text{ Tn/m}$$

$$F_p = E_p * 1m = 1.292 \text{ Tn}$$

$$\bar{y} = \frac{\sum \bar{y}_i * A_i}{\sum A_i} = \frac{\sigma_{p_{z=0}} * \left(\frac{H_T^2}{2} \right) + (\sigma_{p_{z=H_T}} - \sigma_{p_{z=0}}) * \left(\frac{H_T^2}{6} \right)}{\sigma_{p_{z=0}} * (H_T) + (\sigma_{p_{z=H_T}} - \sigma_{p_{z=0}}) * \left(\frac{H_T}{2} \right)}$$

$$\bar{y} = 0.300 \text{ m}$$



3.4.- CALCULO DEL ESPESOR DE LA PARED IZQUIERDA, PARED DERECHA Y BASE DEL CANAL

A.- DETERMINACIÓN DEL ESPESOR DE LA PARED DERECHA DEL CANAL. "e_{PDER.}"

$H_{Const.} = 0.70$ m Altura total del canal pared derecha
 $b_{DISEÑO} = 1.000$ m Ancho de diseño
 $\gamma_{SUELO} = 1629.00$ kg/m³ Angulo de friccion interna del suelo
 $K_a = 0.511$ Coeficiente activo corregido

$$M_u = 1.7 * \left(\gamma_s * K_a * \frac{H_{CONST.}^3}{6} * 1m \right) * \cos \alpha$$

$$M_u = 0.081 \text{ Tn-m}$$

$$\rho = 0.22 * \left(\frac{\sqrt{f'c/10.197}}{fy/10.197} \right) = 0.0024 \rightarrow \omega = \rho * \frac{fy}{f'c} = 0.048$$

$$\phi = 0.90 \text{ factor de reduccion por deflexión.}$$

$$d_p = \sqrt{\frac{M_u}{\phi * f'c * b * \omega * (1 - 0.59\omega)}}$$

$d_{PDER.} =$	3.014 cm	; Peralte efectivo de la pared izq del canal $d_{PD} \geq r_a$
$\phi_v =$	3/8 pulg	; Diametro de la varilla principal
$\phi_T =$	1/4 pulg	; Diametro de la varilla transversal
$r_{suelo} =$	7.000 cm	; recubrimiento min frente al contacto del suelo

$$e_{PDER.-CALCULADO} = d_{PDER.} + \frac{\phi_v}{2} + r_{suelo} = 10.49 \text{ cm}$$

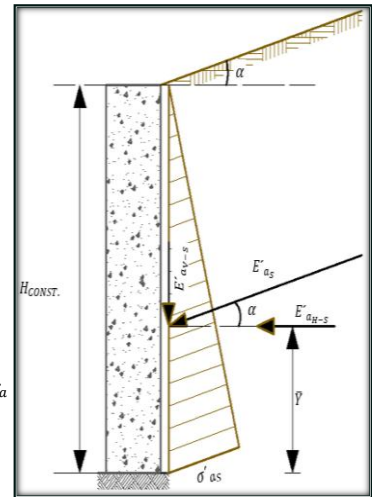
$$e_{PDER.-MIN} = r_{agua} + \phi_v + \phi_T + r_{suelo} = 12.59 \text{ cm}$$

$$e_{PDER.} = 13.00 \text{ cm}$$

$$e_{PDER.-DISEÑO} = 12.60 \text{ cm} \text{ por proceso const. CASO 1}$$

$$e_{PDER.-CONST.} = 13.00 \text{ cm} \text{ por proceso const. CASO 2}$$

$$\rightarrow d_{PDER} = e_{PDER.} - \frac{\phi_v}{2} - r_{suelo} = 5.524 \text{ cm}$$



B.- DETERMINACIÓN DEL ESPESOR DE LA PARED IZQUIERDA DEL CANAL. "e_{PIZQ.}"

$H_{Const.} = 0.70$ m Altura total del canal pared izquierda
 $b_{DISEÑO} = 1.000$ m Ancho de diseño
 $\gamma_{agua} = 1000$ kg/m³ Peso Unitario del agua.

$$M_u = 1.4 * (\gamma_{agua} * 1m * \frac{H_{CONST.}^3}{6})$$

$$M_u = 0.080 \text{ Tn-m}$$

$$\rho = 0.22 * \left(\frac{\sqrt{f'c/10.197}}{fy/10.197} \right) = 0.0024 \rightarrow \omega = \rho * \frac{fy}{f'c} = 0.048$$

$$\phi = 0.90 \text{ factor de reduccion por deflexión.}$$

$$d_p = \sqrt{\frac{M_u}{\phi * f'c * b * \omega * (1 - 0.59\omega)}}$$

$d_{PDER.} =$	2.999 cm	; Peralte efectivo de la pared izq del canal $d_{PD} \geq r_s$
$\phi_v =$	3/8 pulg	; Diametro de la varilla principal
$\phi_T =$	1/4 pulg	; Diametro de la varilla transversal
$r_{agua} =$	4.000 cm	; recubrimiento min frente al contacto del agua

$$e_{PIZQ.-CALCULADO} = d_{PIZQ.} + \frac{\phi_v}{2} + r_{agua} = 7.47 \text{ cm}$$

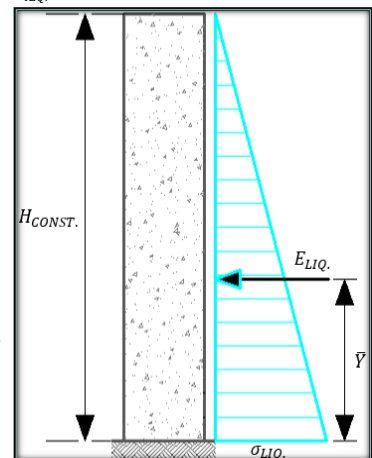
$$e_{PIZQ.-MIN} = r_{agua} + \phi_v + \phi_T + r_{suelo} = 12.59 \text{ cm}$$

$$e_{PIZQ.} = 13.00 \text{ cm}$$

$$e_{PIZQ.-DISEÑO} = 12.60 \text{ cm} \text{ por proceso const. CASO 1}$$

$$e_{PIZQ.-CONST.} = 13.00 \text{ cm} \text{ por proceso const. CASO 2}$$

$$\rightarrow d_{PIZQ} = e_{PIZQ.-DISEÑO} - \frac{\phi_v}{2} - r_{AGUA} = 8.524 \text{ cm}$$



C) DETERMINACIÓN DEL ANCHO TOTAL DE LA BASE DEL CANAL

$$B = e_{p_{IZQ-DISEÑO}} + e_{p_{DER.-DISEÑO}} + b = \begin{matrix} 90.000 \text{ cm} \\ 90.000 \text{ cm} \end{matrix} \text{ por proceso const.}$$

$e_b =$	20.0 cm	: Espesor de la base del canal	$e_b > r_{liq} + \phi_v + \phi_T + r_{suelo} = 0.129 \text{ m} \dots \text{SI CUMPLE!!!!}$
$\phi_v =$	3/8 pulg	: Diametro de la varilla principal	
$\phi_T =$	3/8 pulg	: Diametro de la varilla transversal	
$r_{suelo} =$	7.000 cm	: recubrimiento min frente al contacto del suelo	

$$d_b = e_b - \frac{\phi_v}{2} - r_{suelo} = 12.52 \text{ cm}$$

B.4. PASO N° 04: Se realizó las tres verificaciones de la estabilidad del canal frente al volteo, al deslizamiento y por capacidad de carga.

4.-VERIFICACION DE LA ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO Y VOLTEO DEL CANAL

DATOS DE ENTRADA

$e_{p_{der}}$; espesor de la pared derecha = 0.130 m

$e_{p_{izq}}$; espesor de la pared izquierda = 0.130 m

e_{base} ; espesor de la base del canal = 0.20 m

B; Base del canal predimensionada = 0.900 m

B; Base del canal modificada = 0.000 m

H_{TOTAL} ; Pared Derecha del canal = 0.900 m

H_{TOTAL} ; Pared Derec. Modificada = 0.000 m

H_{TOTAL} ; Pared Izquierda del canal = 0.900 m

H_{TOTAL} ; Pared Izq. Modificada = 0.000 m

B; Base del canal a utilizar = 0.900 m

H_{TOTAL} ; Pared Derecha del canal a utilizar = 0.900 m

H_{TOTAL} ; Pared Izquierda del canal a utilizar = 0.900 m

$\phi_{suelo-fund} =$	18.900 °
$\gamma_{suelo-fund} =$	1.629 tn/m ³
$\gamma_{agua} =$	1.000 tn/m ³
$\gamma_{C-A} =$	2.400 tn/m ³

1ER CASO: $H_{agua} = H_{cons} = 0.700 \text{ m}$ Cuando el canal se encuentra saturado

2DO CASO: $H_{agua} = \gamma = 0.580 \text{ m}$ cuando el canal se encuentra hasta su tirante maximo

3ER CASO: $H_{agua} = 0.000 \text{ m}$ cuando el canal se encuentra vacío

$$\delta = \frac{2}{3} * \phi = 12.600^\circ \rightarrow f = \tan \delta = 0.224 ; E_{av-s} = E_{as} * \sin \alpha = 0.000 \text{ Tn/m}$$

A) CALCULO DE LA FUERZA ESTABILIZANTE POR GRAVEDAD (PESOS) Y EL MOMENTO ESTABILIZANTE RESPECTO AL PUNTO "O"

ELEMENTO		volumen por 1m m ³	Peso especifico Tn/m ³	Pesos i Tn	Brazo de palanca \bar{X}_i m	$M_{estab.i}$ Tn-m
a)	Pared izq. Del canal	$H_{const.} * e_{p_{izq}} * 1m = 0.091 \text{ m}^3$	2.4 tn/m ³	0.218 Tn	$\bar{X}_1 = \frac{e_{p_{izq}}}{2} = 0.065 \text{ m}$	0.014 Tn-m
b)	Pared der. Del canal	$H_{const.} * e_{p_{der}} * 1m = 0.091 \text{ m}^3$	2.4 tn/m ³	0.218 Tn	$\bar{X}_2 = B - \frac{e_{p_{der}}}{2} = 0.835 \text{ m}$	0.182 Tn-m
c)	Base del canal	$e_{base} * B * 1m = 0.180 \text{ m}^3$	2.4 tn/m ³	0.432 Tn	$\bar{X}_3 = \frac{B}{2} = 0.450 \text{ m}$	0.194 Tn-m
d)	peso del Agua	$H_{agua} = H_{cons.}$ $H_{agua} * b * 1m = 0.448 \text{ m}^3$	1.0 tn/m ³	0.448 Tn	$\bar{X}_4 = e_{p_{izq}} + \frac{B}{2} = 0.580 \text{ m}$	0.260 Tn-m
		$H_{agua} = \bar{\gamma}$ $H_{agua} * b * 1m = 0.371 \text{ m}^3$	1.0 tn/m ³	0.371 Tn	$\bar{X}_4 = e_{p_{izq}} + \frac{B}{2} = 0.580 \text{ m}$	0.215 Tn-m
		$H_{agua} = 0$ $H_{agua} * b * 1m = 0.000 \text{ m}^3$	1.0 tn/m ³	0.000 Tn	$\bar{X}_4 = e_{p_{izq}} + \frac{B}{2} = 0.580 \text{ m}$	0.000 Tn-m
e)	Emp. Act.(Comp. Vert.)	$E_{va} * 1m$		0.000 Tn	$\bar{X}_5 = B = 0.900 \text{ m}$	0.000 Tn-m
		<u>1ER CASO</u>	$\sum F_{vi} =$	1.317 Tn	$\sum M_{estab.i} =$	0.651 Tn-m
		<u>2DO CASO</u>	$\sum F_{vi} =$	1.240 Tn	$\sum M_{estab.i} =$	0.606 Tn-m
		<u>3ER CASO</u>	$\sum F_{vi} =$	0.869 Tn	$\sum M_{estab.i} =$	0.391 Tn-m

B) CALCULO DE LA FUERZA LATERAL PASIVA (GENERADA POR EL SUELO Y LIQUIDO) Y EL MOMENTO PASIVO RESPECTO AL PUNTO "O"

EFECTO DEL EMPUJE PASIVO		Fuerza lateral pasiva		Brazo de palanca \bar{Y}_i		$M_{p_{estab.i}}$	
		(Tn)		m		Tn-m	
a)	Emp. Pas. Del suelo (Comp. horizontal.)	$E_p * 1m =$	1.292 Tn	$\bar{Y} = \frac{\sum \bar{Y}_i * A_i}{\sum A_i} =$	0.300 m	0.388 Tn-m	
b)	Emp. Pasivo Del liquido	$H_{agua} = H_{cons.}$	$E_{agua} * 1m =$	0.245 Tn	$\bar{Y}_2 = \frac{H_{agua}}{3} + e_{base} =$	0.433 m	0.106 Tn-m
		$H_{agua} = \bar{Y}$	$E_{agua} * 1m =$	0.168 Tn	$\bar{Y}_2 = \frac{H_{agua}}{3} + e_{base} =$	0.393 m	0.066 Tn-m
		$H_{agua.} = 0$	$E_{agua} * 1m =$	0.000 Tn	$\bar{Y}_2 = \frac{H_{agua}}{3} + e_{base} =$	0.200 m	0.000 Tn-m
<u>1ERCASO</u>		$\sum F_{p_{Hi}} =$		1.537 Tn	$\sum M_{p_{estab.i}} =$		0.494 Tn-m
<u>2DOCASO</u>		$\sum F_{p_{Hi}} =$		1.460 Tn	$\sum M_{p_{estab.i}} =$		0.454 Tn-m
<u>3ERCASO</u>		$\sum F_{p_{Hi}} =$		1.292 Tn	$\sum M_{p_{estab.i}} =$		0.388 Tn-m

C) CALCULO DE LA FUERZA LATERAL ACTIVA (GENERADA POR EL SUELO Y LIQUIDO) Y EL MOMENTO ACTIVO RESPECTO AL PUNTO "O"

EFECTO DEL EMPUJE ACTIVO	Fuerza lateral activa	Brazo de palanca \bar{Y}_i	$M_{act.i}$
	(Tn)	m	Tn-m
a) Emp. Act. Del suelo (Comp. horizontal.)	$E_{as} * \cos \alpha * 1m = 0.337 \text{ Tn}$	$\bar{Y}_1 = \frac{H_{Total}}{3} = 0.300 \text{ m}$	0.101 Tn-m
b) Emp. Act. Del liquido	$E_{agua} * 1m = 0.245 \text{ Tn}$	$\bar{Y}_2 = \frac{H_{agua}}{3} + e_{base} = 0.433 \text{ m}$	0.106 Tn-m
	$\sum F_{H.ACT.i} = 0.582 \text{ Tn}$		$\sum M_{act.i} = 0.207 \text{ Tn-m}$

D) FACTOR DE SEGURIDAD AL DESLIZAMIENTO

1ER CASO

$$FS_{Desli.} = \frac{f * (\sum F_{vi}) + H * (\sum F_{pi})}{\sum F_{H.ACT.i}} \geq 2 \quad ; \quad FS_{Desli.} = 3.147 \quad \dots \text{ACEPTABLE}$$

2DO CASO

$$FS_{Desli.} = \frac{f * (\sum F_{vi}) + H * (\sum F_{pi})}{\sum F_{H.ACT.i}} \geq 2 \quad ; \quad FS_{Desli.} = 2.985 \quad \dots \text{ACEPTABLE}$$

3ER CASO

$$FS_{Desli.} = \frac{f * (\sum F_{vi}) + H * (\sum F_{pi})}{\sum F_{H.ACT.i}} \geq 2 \quad ; \quad FS_{Desli.} = 2.554 \quad \dots \text{ACEPTABLE}$$

E) FACTOR DE SEGURIDAD AL VOLTEO

1ER CASO

$$FS_{Volteo.} = \frac{\sum M_{estab.i}}{\sum M_{act.i}} \geq 1.5 \quad ; \quad FS_{Volteo.} = 3.14032172 \quad \dots \text{ACEPTABLE}$$

2DO CASO

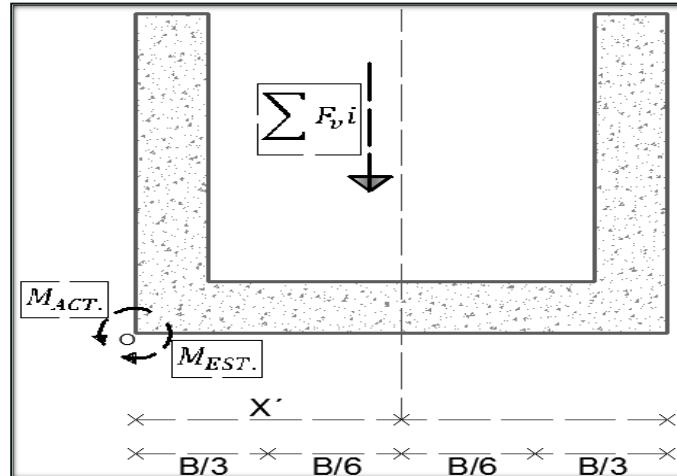
$$FS_{Volteo.} = \frac{\sum M_{estab.i}}{\sum M_{act.i}} \geq 1.5 \quad ; \quad FS_{Volteo.} = 2.92461739 \quad \dots \text{ACEPTABLE}$$

3ER CASO

$$FS_{Volteo.} = \frac{\sum M_{estab.i}}{\sum M_{act.i}} \geq 1.5 \quad ; \quad FS_{Volteo.} = 1.88650919 \quad \dots \text{ACEPTABLE}$$

F) FACTOR DE SEGURIDAD POR CAPACIDAD DE CARGA

$$\frac{B}{6} = 0.150 \text{ m}$$



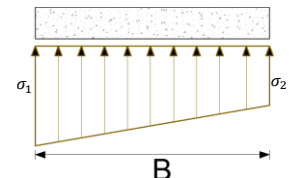
*Ubicación de la fuerza resultante vertical con respecto al punto "O"

$$X' = \frac{\sum M_{estab.i} - \sum M_{act.i}}{\sum F_{vi}}$$

$$X' = 0.337 \text{ m}$$

*Cálculo de la excentricidad

$$e = \frac{B}{2} - X' \rightarrow e = 0.113 \text{ m} < B/6 \dots \text{ACEPTABLE}$$



Cálculo de la Base del canal modificada

$$\text{Si: } e > B/6 \rightarrow B = 6 * (e) = 0.000 \text{ m}$$

$$B = 0.000 \text{ m}$$

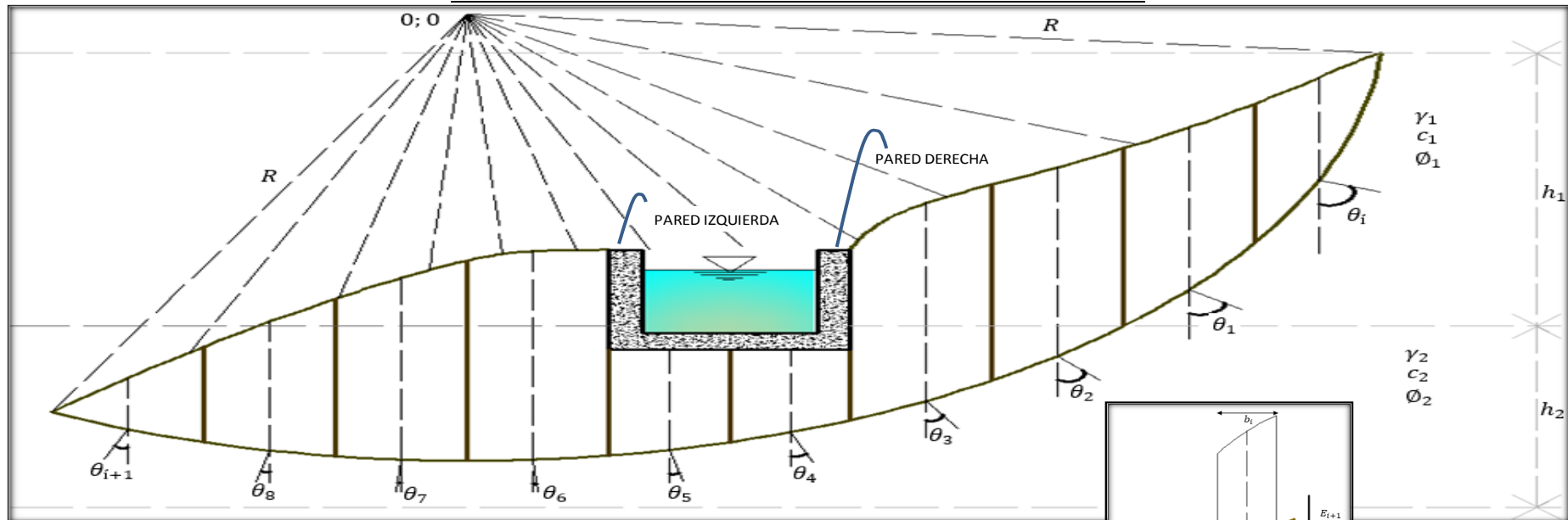
* Cálculo de los esfuerzos del terreno $\sigma_{terreno} > \sigma_i$; $\sigma_{terreno} = 5.000 \text{ Tn/m}^2$

$$\sigma_1 = \frac{\sum F_{vi}}{1 * B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) \rightarrow \sigma_1 = 2.567 \text{ Tn/m}^2 < \sigma_{terreno} \dots \text{ACEPTABLE}$$

$$\sigma_2 = \frac{\sum F_{vi}}{1 * B} \left(1 - \frac{6e}{B} \right) \rightarrow \sigma_2 = 0.359 \text{ Tn/m}^2 < \sigma_{terreno} \dots \text{ACEPTABLE}$$

B.5. PASO N° 05: Se realizó la verificación de la estabilidad de talud para el caso en que el canal de riego y drenaje falle por el deslizamiento del terreno (talud vulnerable), considerando los datos obtenidos por el estudio de mecánica de suelo y la geometría del canal a fin de obtener el factor de seguridad.

5.-VERIFICACION DE LA ESTABILIDAD DEL TALUD GENERADO POR EL CANAL



Donde:-

Reacción Normal de la Dovela i: $N_i = W_{i-total} * (\cos \theta_i)$

Longitud del Arco de la Dovela i: $\Delta L_i = \frac{b_i}{\cos \theta_i}$

Esfuerzo normal de la Dovela i: $\sigma_{ni} = \frac{N_i}{\Delta L_i}$

Resistencia al Esfuerzo cortante de la Dovela i: $S_i = c + \sigma_{ni} * (\tan \phi_i)$

*CUANDO SOLO SE PRESENTA UN SOLO TIPO DE SUELO										MOMENTO RESISTENTE					MOMENTO MOTOR	
N° DE DOVELA Di	Θi	ϕi	c	γi	bi	Ai	Wi (ESTRUCT.)	Wi-dovela	Wi-total	Ni	ΔLi	σni	Si	Si*Δli	Sen (Θi)	Wi*Sen (Θi)
	(°)	(°)	Tn/m2	Tn/m3	mts	m^2	Tn/m	Tn/m	Tn/m	Tn/m	mts	Tn/m2	Tn/m2	Tn/m		Tn/m
D-1	64.000	18.900	0.655	1.629	0.630	1.370		2.232	2.232	0.978	1.437	0.681	0.888	1.276	0.899	2.006
D-2	45.000	18.900	0.655	1.629	0.500	1.390		2.264	2.264	1.601	0.707	2.264	1.430	1.011	0.707	1.601
D-3	33.000	18.900	0.655	1.629	0.500	1.400		2.281	2.281	1.913	0.596	3.208	1.753	1.045	0.545	1.242
D-4	23.000	18.900	0.655	1.629	0.500	1.200		1.955	1.955	1.799	0.543	3.313	1.789	0.972	0.391	0.764
D-5	13.000	18.900	0.655	1.629	0.450	0.530	0.463	0.863	1.326	1.292	0.462	2.797	1.612	0.745	0.225	0.298
D-6	4.000	18.900	0.655	1.629	0.450	0.560	0.463	0.912	1.375	1.371	0.451	3.040	1.696	0.765	0.070	0.096
D-7	-5.000	18.900	0.655	1.629	0.500	1.060		1.727	1.727	1.720	0.502	3.427	1.828	0.918	-0.087	-0.150
D-8	-14.000	18.900	0.655	1.629	0.500	0.980		1.596	1.596	1.549	0.515	3.006	1.684	0.868	-0.242	-0.386
D-9	-24.000	18.900	0.655	1.629	0.500	0.630		1.026	1.026	0.938	0.547	1.713	1.241	0.679	-0.407	-0.417
D-10	-36.000	18.900	0.655	1.629	0.570	0.260		0.424	0.424	0.343	0.705	0.486	0.821	0.579	-0.588	-0.249
D-11								0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
D-12								0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
D-13								0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
D-14								0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
D-15								0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
D-16								0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
D-17								0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
D-18								0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
D-19								0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
D-20								0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
												Σ (Si * ΔLi) = 8.857			Σ (Wi * sin θi) = 4.804	

Donde:

Momento motor (desestabilizante) $M_{motor-i} = W_i * (\sin \theta_i) * R$
Momento resistente (estabilizante) $M_{estabilizante-i} = (S_i * \Delta L_i) * R$

CALCULO DEL FACTOR DE SEGURIDAD A LA ESTABILIDAD DEL TALUD

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^n (M_{estabilizante-i})}{\sum_{i=1}^n (M_{motor-i})} = \frac{\sum_{i=1}^n (S_i * \Delta L_i)}{\sum_{i=1}^n (W_i * \sin \theta_i)} \geq 1.5$$

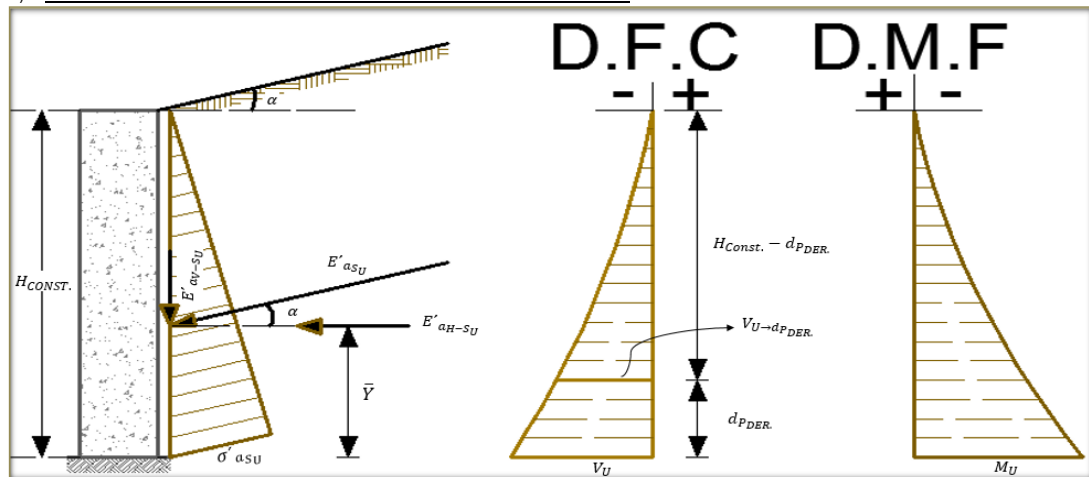
Fs =

1.843596645	CORRECTO
-------------	----------

B.6. PASO N° 06: Una vez realizadas las verificaciones de la estabilidad del canal, se realizó el diseño en concreto armado de las paredes y cimentación del canal, teniendo en cuenta como valor mínimo con respecto al refuerzo a la cuantía mínima, también se consideró los espaciamientos mínimos y máximos propuesto por el RNE-060 “concreto armado”, finalmente se concluyó con el detallado del refuerzo y de la geometría del canal por proceso constructivo.

6.-DISEÑO EN CONCRETO ARMADO DEL CANAL

A) DETERMINACIÓN DEL REFUERZO EN LA PARED DERECHA DEL CANAL



$H_{CONST.} =$	0.70 m ; altura hidráulica del canal de riego y drenaje	$\sigma'_{a_{SU}} = 1.7 * \gamma_S * K''_a * H_{CONST.} =$	0.990 Tn/m ²
$b_{DISEÑO} =$	1.00 m ; ancho de diseño	$E'_{a_{SU}} = \sigma'_{a_{SU}} * \frac{H_{CONST.}}{2} =$	0.346 Tn/m
$\alpha =$	0.000 ° ; Angulo de inclinación del talud	$E'_{a_{H-SU}} = E'_{a_{SU}} * \cos \alpha =$	0.346 Tn/m
$\gamma_{SUEL.} =$	1629 kg/m ³ ; peso específico del suelo	$F'_{a_{H-SU}} = E'_{a_{H-SU}} * 1m =$	0.346 Tn
$d_{PDER.} =$	5.524 cm ; peralte efectivo de la pared derecha del canal	$\bar{Y} = \frac{H_{CONST.}}{3} =$	0.233 m
$r_{suelo} =$	7.000 cm ; recubrimiento min frente al contacto del suelo		
$K_a =$	0.511 ; coeficiente activo		
$f'_c =$	210 kg/cm ² ; resistencia a la compresión del concreto		
$f_y =$	4200 kg/cm ² ; esfuerzo de fluencia del acero		

A.1.- VERIFICACIÓN POR CORTANTE : SE REALIZARÁ A UNA DISTANCIA " $d_{PDER.}$ " DE LA BASE DE LA PARED DERECHA

$$\phi = \boxed{0.75} \text{ factor de reducción por cortante.}$$

$$V_{U \rightarrow d_{PDER.}} = 1.7 * \left(\gamma_S * K''_a * \frac{(H_{CONST.} - d_{PDER.})^2}{2} * 1m \right) * \cos \alpha \quad ; \quad V_C = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b_{DISEÑO} * d_{PDER.} * 10$$

$$V_{U \rightarrow d_{PDER.}} = \boxed{0.294 \text{ Tn}} \quad ; \quad V_C = \boxed{4.242 \text{ Tn}}$$

$$\phi * V_C = \boxed{3.182 \text{ Tn}}$$

$$\boxed{V_{U \rightarrow d_{PDER.}} < \phi * V_C} \rightarrow \text{CUMPLE LA CONDICIÓN}$$

A.2.- DISEÑO POR FLEXIÓN :

$$\phi = \boxed{0.9} \text{ factor de reducción por flexión}$$

$$M_U = \boxed{0.081 \text{ Tn-m}}$$

A.2.1.- DETERMINACIÓN DEL REFUERZO VERTICAL

* DETERMINACIÓN DEL PARAMETRO " R_U "

$$R_U = \frac{M_U * 10^5}{b_{DISEÑO} * (d_{PDER.})^2} \rightarrow R_U = \boxed{2.650 \text{ Kg/cm}^2}$$

* DETERMINACIÓN DE LA CUANTÍA DE ACERO CALCULADA " $\rho_{CAL.}$ "

$$\rho_{CAL.} = \frac{(\phi * f_y) - \sqrt{(\phi * f_y)^2 - 4 \left(R_U (f_y)^2 * \frac{0.59\phi}{f'_c} \right)}}{2 \left(0.59\phi * \frac{(f_y)^2}{f'_c} \right)} \rightarrow \rho_{CAL.} = \boxed{0.000707}$$

* DETERMINACIÓN DEL ÁREA DE ACERO VERTICAL CALCULADA " $As_{V_{CAL}}$ "

$$As_{V_{CAL}} = \rho_{CAL} * b_{DISEÑO} * d_{P_{DER}} \rightarrow As_{V_{CAL}} = 0.4 \text{ cm}^2$$

* DETERMINACIÓN DEL ÁREA DE ACERO MINIMO VERTICAL " $As_{V_{MIN}}$ "

$$\rho_{MIN.} = 0.22 * \left(\frac{\sqrt{f'c/10.197}}{fy/10.197} \right) = 0.00242 \text{ ; Según el RNE-E.060 (Concreto armado).}$$

$$\rho_{MIN.} = 0.0012 \text{ ; Según el ACI/318 - 08).}$$

$$\rho_{MIN.} = 0.00242$$

$$As_{V_{MIN}} = \rho_{MIN.} * b_{DISEÑO} * d_{P_{DER}} \rightarrow As_{V_{MIN}} = 1.3 \text{ cm}^2$$

* DETERMINACIÓN DEL ÁREA DE ACERO VERTICAL DE DISEÑO " $As_{V_{DISEÑO}}$ "

$$As_{V_{DISEÑO}} = 1.339 \text{ cm}^2$$

* DETERMINACIÓN DEL ESPACIAMIENTO DEL ACERO DE DISEÑO " S' " $S'_{MIN} = 2.54 \text{ CM}$; $S'_{MAX} = 40.0 \text{ CM}$ Según E-060

$$\phi_v = 3/8 \text{ pulg} = 9.53 \text{ mm} \text{ ; Diametro de la varilla}$$

$$As_{\phi_v} = 0.713 \text{ cm}^2 \text{ Área de la varilla de acero a utilizar}$$

$$S' = b_{DISEÑO} * \left(\frac{As_{\phi_v}}{As_{V_{DISEÑO}}} \right) = 53.219 \text{ cm}$$

∴ USAR : ϕ_v 3/8 pulg @ 40.00 cm

A.2.2.- DETERMINACION DEL REFUERZO HORIZONTAL

* DETERMINACIÓN DE LA CUANTÍA MINIMA DEL ACERO HORIZONTAL " $\rho_{MIN.}$ "

PARA:

$$\phi_v \leq 5/8" \text{ y } fy \geq 4200 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \rho_{MIN.} = 0.0020 \text{ ; Según el RNE-E.060 (Concreto armado).}$$

* DETERMINACIÓN DEL ÁREA DE ACERO HORIZONTAL INTERIOR " $As_{H_{INT.}}$ "

$$As_H = \rho_{MIN.} * H_{CONT.} * d_{P_{DER-T}} = 0.946 \text{ cm}^2$$

$$As_{H_{INT.}} = \frac{1}{3} * As_H = 0.315 \text{ cm}^2$$

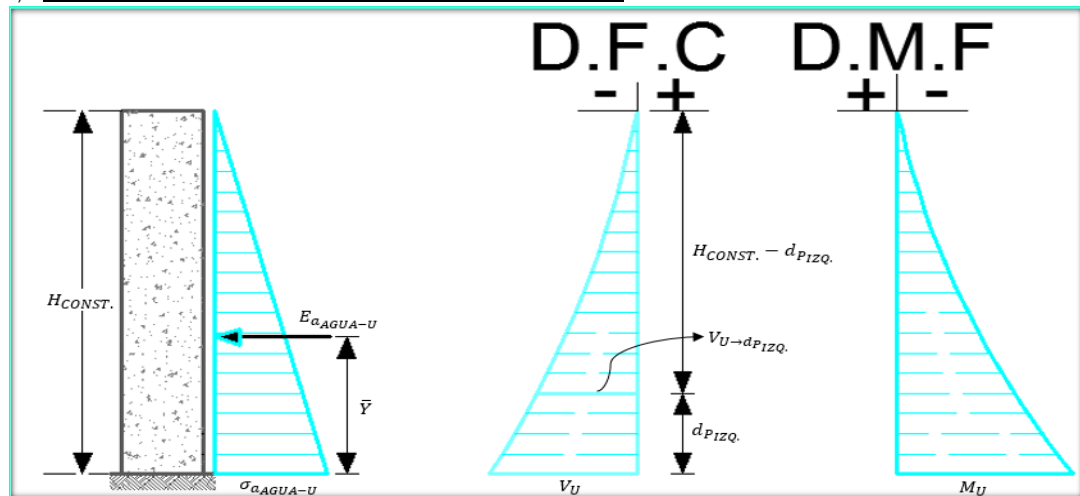
* DETERMINACIÓN DEL ESPACIAMIENTO DEL ACERO HORIZONTAL INT. " S' " $S'_{MIN} = 2.54 \text{ CM}$; $S'_{MAX} = 40.0 \text{ CM}$ Según E-060

$$\phi_v = 1/4 \text{ pulg} = 6.35 \text{ mm} \text{ ; Diametro de la varilla}$$

$$As_{\phi_v} = 0.317 \text{ cm}^2 \text{ Área de la varilla de acero a utilizar}$$

$$S' = b_{DISEÑO} * \left(\frac{As_{\phi_v}}{As_{H_{INTERIOR}}} \right) = 100.431 \text{ cm}$$

B) DETERMINACIÓN DEL REFUERZO EN LA PARED IZQUIERDA DEL CANAL



$H_{agua} = 0.70 \text{ m}$; altura considerando el tirante maximo " $H_{CONST.}$ "	$\sigma_{AQUA-U} = 1.4 * \gamma_{agua} * H_{agua} = 0.980 \text{ Tn/m}^2$
$b_{DISEÑO} = 1.00 \text{ m}$; ancho de diseño	$E_{AQUA-U} = \sigma_{AQUA-U} * \frac{H_{agua}}{2} = 0.343 \text{ Tn/m}$
$\gamma_{agua} = 1000 \text{ kg/m}^3$; peso específico del agua	$F_{AQUA-U} = E_{AQUA-U} * 1 \text{ m} = 0.343 \text{ Tn}$
$d_{PIZQ.} = 8.524 \text{ cm}$; peralte efectivo de la pared izquierda del canal	$\bar{y} = \frac{H_{CONST.}}{3} = 0.233 \text{ m}$
$r_{agua} = 0.04 \text{ m}$; recubrimiento min frente al contacto del agua	
$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$; resistencia a la compresion del concreto	
$fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$; esfuerzo de fluencia del acero	

CORTANTE ÚLTIMO:

$$* V_U = F_{AQUA-U}$$

$$V_U = 0.343 \text{ Tn}$$

MOMENTO ÚLTIMO:

$$* M_U = 1.4 * (\gamma_{AQUA} * 1 \text{ m} * \frac{H_{CONST.}^3}{6})$$

$$M_U = 0.080 \text{ Tn-m}$$

B.1.- VERIFICACIÓN POR CORTANTE: SE REALIZARÁ A UNA DISTANCIA " $d_{P_{DER}}$ " DE LA BASE DE LA PARED DERECHA

$$\phi = 0.85 \text{ factor de reduccion por cortante}$$

$$V_{U \rightarrow d_{P_{DER}}} = 1.4 * (\gamma_{AQUA} * 1 \text{ m} * \frac{(H_{CONST.} - d_{PIZQ.})^2}{2})$$

$$V_{U \rightarrow d_{P_{DER}}} = 0.265 \text{ Tn}$$

$$V_C = 0.53 * \sqrt{f'c} * b_{DISEÑO} * d_{PIZQ.} * 10$$

$$V_C = 6.547 \text{ Tn}$$

$$\phi * V_C = 5.565 \text{ Tn}$$

$$V_{U \rightarrow d_{P_{DER}}} < \phi * V_C \rightarrow \text{CUMPLE LA CONDICIÓN}$$

B.2.-DISEÑO POR FLEXIÓN:

$$\phi = \frac{0.9}{0.080 \text{ Tn-m}} \text{ factor de reduccion por deflexión.}$$

B.2.1.- DETERMINACION DEL REFUERZO VERTICAL

* DETERMINACION DEL PARAMETRO " R_U

$$R_U = \frac{M_U * 10^5}{b_{DISEÑO} * (d_{PIZQ})^2} \rightarrow R_U = 1.102 \text{ Kg/cm}^2$$

* DETERMINACION DE LA CUANTIA DE ACERO CALCULADA " $\rho_{CAL.}$

$$\rho_{CAL.} = \frac{(\phi * f_y) - \sqrt{(\phi * f_y)^2 - 4(R_U(f_y)^2 * \frac{0.59\phi}{f'_c})}}{2(0.59\phi * \frac{(f_y)^2}{f'_c})} \rightarrow \rho_{CAL.} = 0.000292$$

* DETERMINACION DEL AREA DE ACERO VERTICAL CALCULADA " $AS_{V_{CAL.}}$

$$AS_{V_{CAL.}} = \rho_{CAL.} * b_{DISEÑO} * d_{PIZQ.} \rightarrow AS_{V_{CAL.}} = 0.2 \text{ cm}^2$$

* DETERMINACION DEL AREA DE ACERO MINIMO VERTICAL " $AS_{V_{MIN.}}$

$$\rho_{MIN.} = 0.22 * \left(\frac{\sqrt{f'_c/10.197}}{f_y/10.197} \right) = 0.00242 \text{ ; Según el RNE-E.060 (Concreto armado).}$$

$$\rho_{MIN.} = 0.0012 \text{ ; Según el ACI 318 - 08).}$$

$$AS_{V_{MIN.}} = \rho_{MIN.} * b_{DISEÑO} * d_{PIZQ.} \rightarrow AS_{V_{MIN.}} = 2.066 \text{ cm}^2$$

* DETERMINACION DEL AREA DE ACERO VERTICAL DE DISEÑO " $AS_{V_{DISEÑO}}$

$$AS_{V_{DISEÑO}} = 2.066 \text{ cm}^2$$

* DETERMINACION DEL ESPACIAMIENTO DEL ACERO DE DISEÑO " S' " $S'_{MIN} = 2.54 \text{ CM} ; S'_{MAX} = 40.0 \text{ CM}$ Según E-060

$$\phi_v = 3/8 \text{ pulg} = 9.53 \text{ mm} \text{ ; Diametro de la varilla}$$

$$AS_{\phi_v} = 0.713 \text{ cm}^2 \text{ Área de la varilla del acero a utilizar}$$

$$\therefore \text{USAR : } \phi_v \text{ 3/8 pulg @ 40.00 cm}$$

B.2.2.- DETERMINACION DEL REFUERZO HORIZONTAL

* DETERMINACION DE LA CUANTIA MINIMA DEL ACERO HORIZONTAL " $\rho_{MIN.}$

PARA:

$$\phi_v \leq 5/8" \text{ y } f_y \geq 4200 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \rho_{MIN.} = 0.0020 \text{ ; Según el RNE-E.060 (Concreto armado).}$$

* DETERMINACION DEL AREA DE ACERO HORIZONTAL INTERIOR " $AS_{H_{INT.}}$

$$AS_H = \rho_{MIN.} * H_{agua} * d_{PIZQ.-T} = 1.082 \text{ cm}^2$$

$$AS_{H_{INT.}} = \frac{1}{3} * AS_H = 0.361 \text{ cm}^2$$

* DETERMINACION DEL ESPACIAMIENTO DEL ACERO HORIZONTAL INT. " S' " $S'_{MIN} = 2.54 \text{ CM} ; S'_{MAX} = 40.0 \text{ CM}$; Según E-060

$$\phi_v = 1/4 \text{ pulg} = 6.35 \text{ mm} \text{ ; Diametro de la varilla}$$

$$AS_{\phi_v} = 0.317 \text{ cm}^2 \text{ Área de la varilla del acero a utilizar}$$

$$\therefore \text{USAR : } \phi_v \text{ 1/4 pulg @ 40.00 cm}$$

C) DETERMINACIÓN DE REFUERZO EN LA LOSA DEL CANAL

$$H_{CONST.} = 0.70 \text{ m ; altura hidraulica de la pared izquierda.}$$

$$b_{DISEÑO} = 1.00 \text{ m ; ancho de diseño}$$

$$B = 0.90 \text{ m ; base total del canal de riego y drenaje}$$

$$\gamma_{AGUA} = 1000 \text{ kg/m}^3 \text{ ; peso especifico del agua}$$

$$\gamma_{CA} = 2400 \text{ kg/m}^3 \text{ ; peso especifico del concreto armado}$$

$$e_{PIZQ.} = 13.000 \text{ cm ; espesor de la pared izquierda del canal}$$

$$e_{PDER.} = 13.000 \text{ cm ; espesor de la pared derecha del canal}$$

$$b = 64.000 \text{ cm ; base hidraulica del canal}$$

$$e_b = 20.000 \text{ cm ; espesor de la losa del canal}$$

$$d_b = 12.524 \text{ cm ; peralte efectivo de la losa del canal}$$

$$r_{suelo} = 7.000 \text{ cm ; recubrimiento min frente al contacto del agua}$$

$$r_{agua} = 4.000 \text{ cm ; recubrimiento min frente al contacto del agua}$$

$$q_1 = \sigma_1 * 1 \text{ m}$$

$$q_1 = 2.567 \text{ Tn/m ; esfuerzo del terreno en condicion de servicio}$$

$$q_2 = \sigma_2 * 1 \text{ m}$$

$$q_2 = 0.359 \text{ Tn/m ; esfuerzo del terreno en condicion de servicio}$$

$$F_{a_{AGUA-U}} = 0.343 \text{ Tn}$$

$$\bar{Y} = 0.233 \text{ m}$$

$$M_{AGUA-U} = F_{a_{AGUA-U}} * (H_{AGUA} + e_b)$$

$$M_{AGUA-U} = 0.149 \text{ Tn-m}$$

$$W_{AGUA} = 1 \text{ m} * \gamma_{AGUA} * H_{CONST.}$$

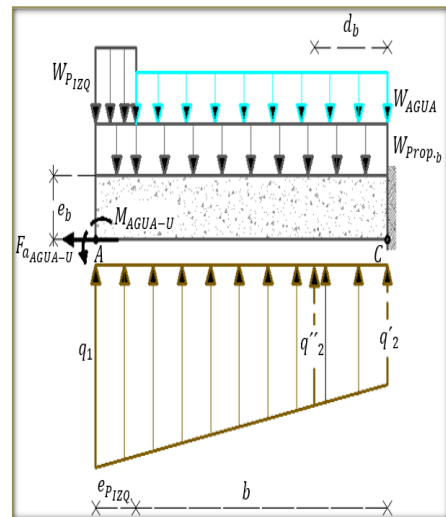
$$W_{AGUA} = 0.700 \text{ Tn/m}$$

$$W_{Prop.b} = 1 \text{ m} * \gamma_{CA} * e_b$$

$$W_{Prop.b} = 0.480 \text{ Tn/m}$$

$$W_{PIZQ} = 1 \text{ m} * \gamma_{CA} * H_{CONST.}$$

$$W_{PIZQ} = 1.680 \text{ Tn/m}$$



$$q'_2 = q_2 + \left(\frac{q_1 - q_2}{B} * e_{PDER.} \right)$$

$$q'_2 = 0.678 \text{ Tn/m}$$

$$q''_2 = q_2 + \left(\frac{q_1 - q_2}{B} * (e_{PDER.} + d_b) \right)$$

$$q''_2 = 0.985 \text{ Tn/m}$$

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

CORTANTE ÚLTIMO:

$$*V_U = 1.7 * \left(q'_2 (e_{PIZQ} + b) + (q_1 - q'_2) \frac{(e_{PIZQ} + b)}{2} \right) - 1.4 * \left((W_{AGUA} * b) + W_{PROP.b} (e_{PIZQ} + b) + W_{PIZQ} (e_{PIZQ}) \right)$$
$$V_U = \boxed{0.673 \text{ Tn}}$$

MOMENTO ÚLTIMO:

$$*M_U = 1.7 * \left(\frac{q'_2 (e_{PIZQ} + b)^2}{2} + \frac{(q_1 - q'_2) (e_{PIZQ} + b)^2}{6} \right) - 1.4 * \left(\left(W_{AGUA} * \frac{b^2}{2} \right) + \frac{W_{PROP.b} (e_{PIZQ} + b)^2}{2} + \left(W_{PIZQ} (e_{PIZQ}) \left(\frac{e_{PIZQ}}{2} + b \right) \right) \right) - M_{AGUA-U}$$
$$M_U = \boxed{-0.105 \text{ Tn-m}}$$

C.1.- VERIFICACIÓN POR CORTANTE: SE REALIZARÁ A UNA DISTANCIA " $d_{P_{DERR}}$ " DE LA BASE DE LA PARED DERECHA

$$\phi = \boxed{0.85} \text{ factor de reduccion por corte}$$

$$X'' = e_{PIZQ} + b - d_b$$

$$X'' = \boxed{64.476 \text{ cm}}$$

$$V_{U \rightarrow d_b} = 1.7 * \left(q'_2 (X'') + (q_1 - q'_2) \frac{(X'')}{2} \right) - 1.4 * \left((W_{AGUA} * (b - d_b)) + W_{PROP.b} (X'') + W_{PIZQ} (e_{PIZQ}) \right)$$

$$V_{U \rightarrow d_b} = \boxed{0.535 \text{ Tn}}$$

$$V_C = 0.53 * \sqrt{f'c} * b_{DISEÑO} * d_b * 10 \rightarrow V_C = 6.156 \text{ Tn} ; \phi * V_C = 5.233 \text{ Tn}$$

$$\boxed{V_{U \rightarrow d_b} < \phi * V_C} \rightarrow \text{CUMPLE LA CONDICIÓN}$$

C.2. DISEÑO POR FLEXIÓN:

$$\phi = \boxed{0.9}$$

$$M_U = \boxed{0.105 \text{ Tn-m}}$$

C.2.1.- DETERMINACIÓN DEL REFUERZO INFERIOR

* DETERMINACIÓN DEL PARAMETRO " R_U "

$$R_U = \frac{M_U * 10^5}{b_{DISEÑO} * (d_b)^2} \rightarrow R_U = \boxed{0.670 \text{ Kg/cm}^2}$$

* DETERMINACIÓN DE LA CUANTÍA DE ACERO CALCULADA " ρ_{CAL} "

$$\rho_{CAL} = \frac{(\phi * f_y) - \sqrt{(\phi * f_y)^2 - 4 \left(R_U (f_y)^2 * \frac{0.59\phi}{f'c} \right)}}{2 \left(0.59\phi * \frac{(f_y)^2}{f'c} \right)} \rightarrow \rho_{CAL} = \boxed{0.000178}$$

* DETERMINACIÓN DEL ÁREA DE ACERO INFERIOR CALCULADA " As_{ICAL} "

$$As_{ICAL} = \rho_{CAL} * b_{DISEÑO} * d_b \rightarrow As_{ICAL} = \boxed{0.2224 \text{ cm}^2}$$

* DETERMINACIÓN DEL ÁREA DE ACERO MINIMO INFERIOR " As_{IMIN} "

$$\rho_{MIN.} = 0.22 * \left(\frac{\sqrt{f'c/10.197}}{f_y/10.197} \right) = 0.0024 \text{ ; Según el RNE-E.060 (Concreto armado).}$$

$$As_{IMIN.} = \rho_{MIN.} * b_{DISEÑO} * d_b \rightarrow As_{IMIN.} = 3.036 \text{ cm}^2$$

* DETERMINACIÓN DEL ÁREA DE ACERO INFERIOR DE DISEÑO " $As_{IDISEÑO}$ "

$$As_{IDISEÑO} = 3.036 \text{ cm}^2$$

* DETERMINACIÓN DEL ESPACIAMIENTO DEL ACERO DE DISEÑO " S' " $S'_{MIN} = 2.54 \text{ CM}; S'_{MAX} = 40.0 \text{ CM}; \text{Según E-060}$

$$\left. \begin{array}{l} \phi_v = 3/8 \text{ pulg} = 9.53 \text{ mm} \quad ; \text{ Diametro de la varilla} \\ As_{\phi_v} = 0.713 \text{ cm}^2 \quad \text{Área de la varilla del acero a utilizar} \end{array} \right\} S' = b_{DISEÑO} * \left(\frac{As_{\phi_v}}{As_{IDISEÑO}} \right) = 23.473 \text{ cm}$$

\therefore USAR: ϕ_v 3/8 pulg @ 23.75 cm

C.2.2.- DETERMINACIÓN DEL REFUERZO SUPERIOR

* DETERMINACIÓN DE LA CUANTÍA MINIMA DEL ACERO SUPERIOR " $\rho_{MIN.}$ "

PARA:

$$\rho_{MIN.} = 0.22 * \left(\frac{\sqrt{f'c/10.197}}{f_y/10.197} \right) = 0.0024 \text{ ; Según el RNE-E.060 (Concreto armado).}$$

* DETERMINACIÓN DEL ÁREA DE ACERO SUPERIOR " $As_{SUPERIOR}$ "

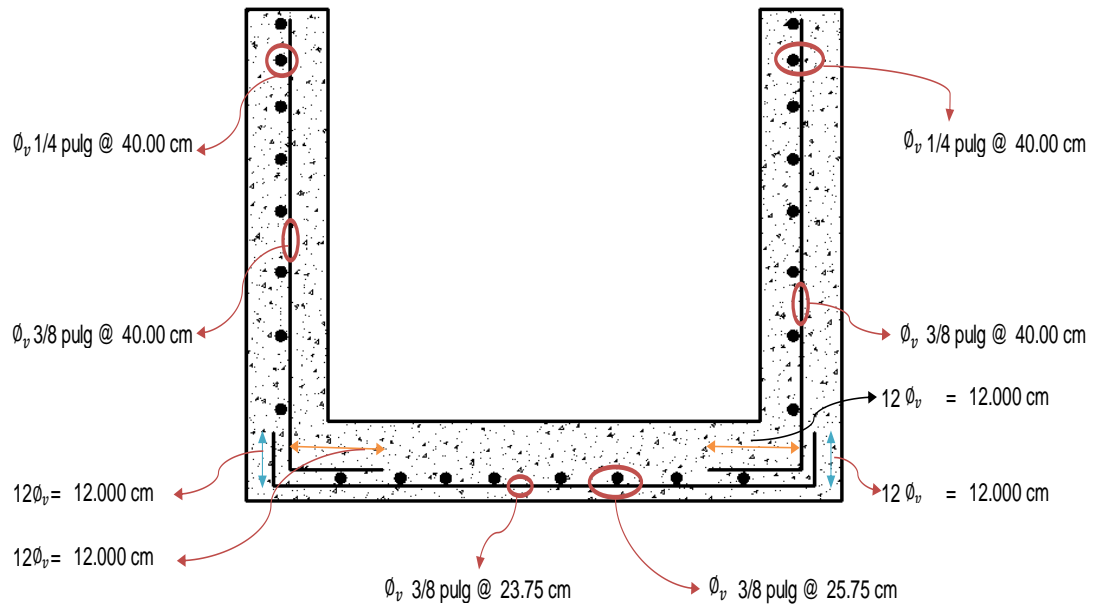
$$As_{SUPERIOR} = \rho_{MIN.} * b * d_{bT} = \boxed{1.795 \text{ cm}^2}$$

* DETERMINACIÓN DEL ESPACIAMIENTO DEL ACERO SUPERIOR. " S' " $S'_{MIN} = 2.54 \text{ CM}; S'_{MAX} = 40.0 \text{ CM}; \text{Según E-060}$

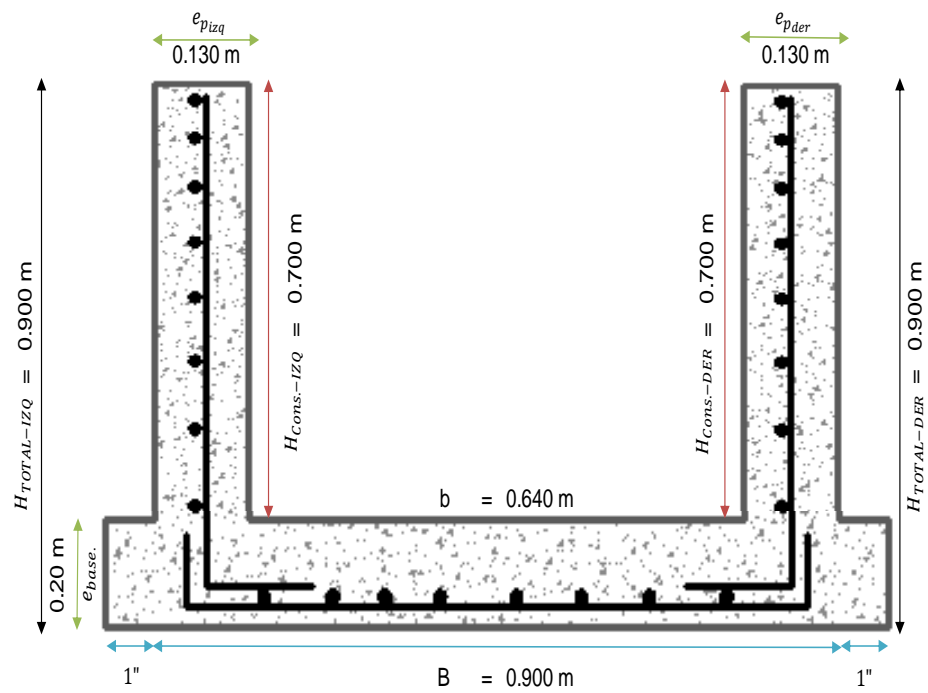
$$\left. \begin{array}{l} \phi_v = 3/8 \text{ pulg} = 9.53 \text{ mm} \quad ; \text{ Diametro de la varilla} \\ As_{\phi_v} = 0.713 \text{ cm}^2 \quad \text{Área de la varilla del acero a utilizar} \end{array} \right\} S' = b * \left(\frac{As_{\phi_v}}{As_{SUPERIOR}} \right) = 25.405 \text{ cm}$$

\therefore USAR: ϕ_v 3/8 pulg @ 25.75 cm

D) DISTRIBUCION DE LOS REFUERZOS



E) DETALLE GEOMÉTRICO DE LA SECCIÓN DEL CANAL POR PROCESO CONSTRUCTIVO



CAPITULO V

DISCUSIÓN DE RESULTADOS

De acuerdo con los resultados encontrados en esta investigación se pudo contrastar la hipótesis, donde indica que es posible diseñar un canal para riego y drenaje, de sección rectangular de concreto armado en el canal “YEURIN - CONCHAMARCA” que resista el empuje del talud en las zonas vulnerables.

Para desarrollar la discusión de los resultados de la presente investigación se tuvo antecedentes con similitud al tema de estudio, por lo tanto, se va centrar en los resultados más relevantes que tuvieron los siguientes autores:

Asi mismo, Chuc (1999), en sus ensayos de laboratorio determino que el suelo es de un alto contenido de arenas, y por ello su fuerza resistiva depende de la fricción. Entonces propuso un sistema de sub drenaje en vista de que el agua en exceso es la causa principal de la inestabilidad del suelo, con este fin se proveerá de una estructura de soporte para el canal, para no sobrecargar la porción de terreno. Donde determino que el sistema de sub drenajes será de tuberías perforadas, para lograr controlar el flujo de agua subterránea, logrando así estabilizar el deslizamiento de masas de los taludes para los canales de riego, mientras que el presente estudio se basó en dar resistencia al canal de riego frente al talud vulnerable, Además se realizo la verificación de la estabilidad del talud para el caso en que el canal de riego y drenaje falle por el deslizamiento del terreno, es muy importante analizar este tipo de falla en terreno que presentan cohesión y fricción. Por lo que para realizar la siguiente verificación consistió en definir una superficie probable de falla, la cual fue circular. Por lo que se tuvo similitud con el estudio de investigación.

Por otro lado, Ticona (2006), indica en su investigación que el sistema de drenaje superficial servirá para mejorar los niveles de producción y productividad agropecuaria de los productores del ámbito de la irrigación Cabanillas, a fin de lograr mayores ingresos económicos de las familias beneficiarias. Además, dentro de su diseño y construcción del dren superficial de la irrigación Cabanillas, Concluyo que se reducirá los riesgos de

inundaciones, saturación de los suelos y el stress de las plantas, también específico que la construcción del dren superficial permitirá la recuperación de zonas que en épocas de lluvias excesivas se encuentren completamente inundados. Por lo que tuvo similitud con el presente estudio, porque se realizó el diseño con la finalidad que el canal de riego funcione como drenaje, permitiendo así minimizar los riesgos de inundaciones, la saturación del suelo y el exceso de agua en las plantas en épocas de lluvia, por lo tanto, es muy importante considerar este tipo de sistema en la parte de la sierra central del estado peruano para mejorar los niveles de producción y productividad agrícola. El diseño del canal aparte de considerar el 100% de Q_{riego} , también considera un porcentaje de aportación del Q_{drenaje} para determinar el $Q_{\text{diseño}}$, a fin de determinar los parámetros hidráulicos del canal, finalmente se calculó la cantidad de aliviaderos a construir para que el canal funcione en condiciones óptimas.

Al respecto, Panta (2014), menciona que en su investigación realizó el diseño y cálculo de obras para el mejoramiento de un sistema de riego por canalización, finalmente en su proyecto elaboró el Manual Básico de Operación y Mantenimiento con el propósito de proveer información básica necesaria para servir de guía práctica en la capacitación para una apropiada operación y mantenimiento del sistema de riego, a fin de asegurar su funcionamiento permanente y conservación, por lo que su uso y aplicación dependerá de las condiciones para distribuir el agua con mayor eficiencia. Por lo que tuvo similitud con el presente estudio de diseño de un canal de riego y drenaje, la cual puede ser utilizada para el mejoramiento de un canal que colapsa al deslizamiento y volteo debido al talud vulnerable.

CONCLUSIONES

Según el objetivo planteado en la investigación en estudio se obtuvieron las siguientes conclusiones:

- Las áreas de drenaje fueron determinadas y dividiéndose de acuerdo a las secciones transversales con mayor recurrencia, con el presente criterio se logró obtener 5 áreas de drenaje, en dónde el problema de interés corresponde al área de drenaje número 3.
- El estudio topográfico se realizó con la finalidad de determinar la pendiente del canal, pendiente del talud, el área de drenaje, la verificación de la estabilidad del talud a causa del canal y la ubicación de los taludes vulnerables.
- El estudio de la mecánica de suelo se realizó con el propósito de determinar la capacidad portante, el ángulo de fricción, el peso específico, la cohesión y la clasificación del suelo en dónde se encuentra el talud vulnerable.
- Se observó que los taludes vulnerables originan presiones activas, produciendo lo siguiente; la pérdida de un canal revestido por lo que estas fallan al deslizamiento y/o volteo. Mientras que el canal artesanal va ser colapsado y afectado hasta perder su sección original, aparte de este problema se restringe el riego para los usuarios.
- Al considerar el diseño del canal con un caudal hidráulico (caudal de riego), no podrá soportar la adición de un caudal de escorrentía (Q hidrológico) producida por los taludes durante la época de lluvia, por lo que el presente informe de tesis considera tomar como caudal de diseño al caudal hidráulico más un porcentaje del caudal hidrológico obtenido, dónde el porcentaje es considerado desde 0% a 80% a fin de evitar secciones muy robustas. Además, con la consideración tomada se podrá evitar la pérdida de los cultivos por la excedencia de agua.
- Por lo tanto, es posible lograr el diseño de un canal de sección rectangular de concreto armado para riego y drenaje en los taludes vulnerables a fin de poder contrarrestar las fallas que se puedan generar ya sea por deslizamiento y / o volteo. Se acepta la hipótesis del investigador.

RECOMENDACIONES

- Todo canal que pertenezca a la sierra central deberán funcionar tanto para riego y drenaje, por lo tanto se deberán extraer datos meteorológicos con respecto a las precipitaciones máximas por medio del SENAMHI para realizar la curva IDT a fin de obtener el caudal máximo (caudal hidrológico), y con ello se podrá lograr una sección que alcanzará responder adecuadamente frente a las temporadas de lluvia o máximas avenidas, con el fin de evitar la excedencia del caudal durante todo su periodo de vida útil para no dañar los cultivos de los agricultores.
- Que todos los canales de riego cuenten con su respectivo inventariado de las pérdidas de los canales a causa de la vulnerabilidad de los taludes.
- Se podrá utilizar el presente informe de tesis como una solución frente a la pérdida de los canales revestidos de concreto o artesanales por la presencia de taludes vulnerables.
- Se tendrá en cuenta que en el presente informe de tesis los criterios de diseño considerados, presentará un servicio y una calidad adecuada, además con lo establecido de acuerdo al aspecto técnico-económico el costo de ejecución es mayor y el costo de operación y mantenimiento será menor.
- El presente informe de investigación va poder servir como un antecedente para las posteriores tesis de investigación.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS (según Norma APA)

- Abanto Castillo, F. (2009). Tecnología del Concreto (Teoría y Problemas). 2a ed. Lima-Perú. Editorial San Marcos.
- American Concrete Institute ACI 318-014. (2014). Requisitos de Reglamento para concreto estructural y comentario: EE. UU: Scribd. Recuperado de: <https://es.scribd.com/document/340709265/ACI-318-14-Espanol>
- American Concrete Institute ACI 318S – 08. (2008). Reglamento estructural para edificaciones: EE. UU: Scribd. Recuperado de: <https://es.scribd.com/doc/130473371/ACI-318-08-ESPANOL-pdf>
- Aparicio Mijares F. (1992). Fundamentos de Hidrología de superficie: Venezuela: Hidro ULA. Recuperado de: http://webdelprofesor.ula.ve/ingenieria/adamoren/HIDRO/Fundamentos_de_hidrologia_de_superficie_-_Aparicio.pdf
- Arauz Sánchez C. (2018). Unidad III-Empuje de tierra: Nicaragua: wordpress. Recuperado de: <https://claudiarauz.files.wordpress.com/2018/07/unidad-iii-suelos.pdf>
- Braja M. Das. (2006). Principios de ingeniería de cimentaciones. 5ª ed. México. Editorial Thomson.
- Braja M. Das. (2013). Fundamentos de ingeniería geotecnia: México: ISSUU. Recuperado de: https://issuu.com/cengagelatam/docs/fundamentos_de_ingenieria_low_1_iss
- Breña Puyol A. y Jacobo Villa M. (2006). Principios y Fundamentos de la Hidrología superficial: México: UAMenlinea. Recuperado de: http://www.uamenlinea.uam.mx/materiales/licenciatura/hidrologia/principios_fundamentos/libro-PFHS-05.pdf
- Calavera Ruiz J. (1989). Muros de contención y muros de sótanos. España: slideshare. Recuperado de: <https://es.slideshare.net/ericllanoslema/muros-de-contencion-y-muros-de-sotano-calavera-1989>

- Casanova Matera L. (2002). Topografía plana: Meriba-Venezuela: SERBI - Servicio Bibliotecario de la Universidad de los Andes. Recuperado de: http://www.serbi.ula.ve/serbiula/libros-electronicos/Libros/topografia_plana/pdf/topografia.pdf
- Chávez Torres J. (2014). Creación de una herramienta computacional para el análisis de estabilidad de taludes naturales o artificiales (Título de pregrado). Universidad Técnica Particular de Loja, Ecuador.
- Chow Ven T. (1994). Hidrología aplicada: Perú: Hidrojing. Recuperado de: http://www.hidrojing.com/wp-content/uploads/Bibliografia/3_Chow%20Ven%20Te%20-%20Hidrologia%20Aplicada.PDF
- Chow Ven T. (2004). Hidráulica De Canales Abiertos: Colombia: Hidrojing. Recuperado de: https://www.u-cursos.cl/usuario/037b375d320373e6531ad8e4ad86968c/mi_blog/r/2_Chow_Ven_Te_-_Hidraulica_De_Canales_Abiertos.PDF
- Chuc Gonzales C. (1999). Rehabilitación de un deslizamiento de tierra que afecta el canal de riego de la comunidad Rio Blanco, Sacapulas, el Quiche. (Título de pregrado). Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala.
- Cisneros Almazan R. (2003). Apuntes de la materia de riego y drenaje: México: UASLP. Recuperado de: <http://www.ingenieria.uaslp.mx/Documents/Apuntes/Riego%20y%20Drenaje.pdf>
- De Matteis Á. (2003). Geología y Geotecnia: Argentina: FCEIA. Recuperado de: <http://www.fceia.unr.edu.ar/geologiaygeotecnia/Estabilidad%20de%20Taludes.pdf>
- Facultad de agronomía. (s.f.). Drenaje: Uruguay: FAGRO. Recuperado de: <http://www.fagro.edu.uy/hidrologia/riego/Drenaje.pdf>
- Fundamentos en el tratamiento del agua potable. (s.f.). Conceptos de Hidrometría: Lima: BVSDE PAHO-TECSUP. Recuperado de: <http://www.bvsde.paho.org/bvsacd/scan3/041225/041225-04.pdf>
- García Petillo M. (s.f.). Eficiencia de Riego: Uruguay: FAGRO. Recuperado de: <http://www.fagro.edu.uy/hidrologia/riego/EFICIENCIA.pdf>

- Giles Randal, Evett y Liu. (2009). Mecánica de los fluidos e hidráulica – SCHAUM: España: Slideshare. Recuperado de: <https://es.slideshare.net/josephhunda/mecanica-de-fluidos-e-hidraulica-schaum>
- Hernández Sampieri R., Fernández Collado C., Baptista Lucio M. (1991). Metodología de la investigación. México: MXGO. Recuperado de: [http://www.mxgo.net/e-booksfree180511/6educacion/libro_sampieri\[1\].pdf](http://www.mxgo.net/e-booksfree180511/6educacion/libro_sampieri[1].pdf)
- Hernández Sampieri R., Fernández Collado C., Baptista Lucio M. (2014). Metodología de la investigación. México: UCA. Recuperado de: <https://www.uca.ac.cr/wp-content/uploads/2017/10/Investigacion.pdf>
- Hernández Sampieri R., Fernández Collado C., Baptista Lucio M. (2003). Metodología de la investigación. México: Slideshare. Recuperado de: https://es.slideshare.net/jhonnypicone/herndez-et-al-metodologia-de-la-investigacion?from_action=save
- Hidrología I-ciclo hidrológico. (s.f.). Escorrentía-Repositorio Universidad de Coruña: España: caminos UDC. Recuperado de: http://caminos.udc.es/info/asignaturas/grado_itop/415/pdfs/Capitulo%205.pdf
- Instituto nacional de defensa civil. (2006). Manual Básico para la Estimación del Riesgo: Perú: INDECI. Recuperado de: http://sinpad.indec.gov.pe/UploadPortalSINPAD/man_bas_est_riesgo.pdf
- Ministerio de transporte y comunicaciones. (2011). Manual De Hidrología, Hidráulica y Drenaje: Perú: Transparencia. Recuperado de: http://transparencia.mtc.gob.pe/idm_docs/P_recientes/970.pdf
- Mott Robert L. (2013). Mecánica de fluidos; 6ª ed. México: Pearson Educación.
- Müggenburg Rodríguez M. y Pérez Cabrera I. (2007). Tipos de estudio en el enfoque de investigación cuantitativa. Los maestros escriben. Recuperado de: www.revistas.unam.mx/index.php/reu/article/download/30300/28145

- Muñoz Razo C. (2011). Como elaborar y asesorar una investigación de tesis. México: INDESGUA. Recuperado de: <http://www.indesgua.org.gt/wp-content/uploads/2016/08/Carlos-Mu%C3%B1oz-Razo-Como-elaborar-y-asesorar-una-investigacion-de-tesis-2Edicion.pdf>
- Obras hidráulicas I. (s.f.). Diseño Estructural de Canales: Bolivia: SCRIBD. Recuperado de: <https://es.scribd.com/doc/105255549/DISENO-ESTRUCTURAL-DE-CANALES>
- Ortega García J. (2015). Diseño de estructuras de concreto armado Tomo II: México: Scribd. Recuperado de: <https://es.scribd.com/document/366293440/Diseno-de-Estructuras-de-Concreto-Armado-Tomo-II-Ing-Juan-Ortega>
- Panta Lalopu C. (2014). Mejoramiento del sistema de riego Tunan. (Título profesional de ingeniero agrícola). Universidad nacional Pedro Ruiz Gallo, Lambayeque.
- Pérez Campomanes G. (2016). Manual De Obras Hidráulicas: Lima: Civil Geeks. Recuperado de: <https://civilgeeks.com/2016/03/12/manual-de-obras-hidraulicas-ing-giovene-perez-campomanes/>
- Reglamento Nacional de Edificaciones Norma E-060 Concreto Armado. (2009). RNE- E060 “Concreto Armado”: Lima: SENCICO. Recuperado de: <https://www.sencico.gob.pe/publicaciones.php?id=230>
- Rocha Felices, A. (2007). Hidráulica de tuberías y canales: Perú: APIPIPERU. Recuperado de: <http://apiperu.com.pe/Presentaciones/hidraulica/8-HIDRAULICA/B-LibroHidraulicadeTyC/B-htc-completo.PDF>
- Rodríguez Ruiz, P. (2008). Hidráulica II: Oaxaca – México: in slideshare. Recuperado de: <https://es.slideshare.net/CarlosPajuelo/hidraulica-de-canales-pedro-rodriguez>
- Rojas Bustamante O. (2006). Manual básico para medir caudales: Bolivia: BIVICA. Recuperado de: <http://www.bivica.org/upload/medir-caudales-manual.pdf>
- Sánchez San Román, J. (s.f.). Hidrología superficial III: España: hidrología.usal. Recuperado de: http://hidrologia.usal.es/temas/Hid_sup_3.pdf

- Secretaria de agricultura, ganadería, desarrollo rural, pesca y alimentación. (s.f.) (20 de Junio 2017). Drenaje Superficial en Terrenos Agrícolas: México: SAGARPA. Recuperado de: <http://www.sagarpa.mx/desarrolloRural/Documents/fichasCOUSSA/02%20DRENAJE%20SUPERFICIAL%20EN%20TERRENOS%20AGRICOLAS.pdf>
- Sociedad Estandares de Ingeniería para agua y suelos. (s.f.). Modulo 2. Curvas intensidad duracion frecuencia: Tacna: Tarwi. Recuperado de: https://tarwi.lamolina.edu.pe/~echavarri/i_d_f.pdf
- Sviatoslav Krochin. (1986). Diseño Hidráulico: Ecuador: Multi Language Document. Recuperado de: <https://vdocuments.site/disenio-hidraulico-s-krochin.html>
- Ticona Salazar W. (2006). Diseño DREN superficial DS-14 de la irrigación Cabanilla-Lampa. (Título de pregrado). Universidad nacional del Altiplano, Puno.
- Torres Belandria R. (2008). Análisis y Diseño de Muros de Contención de Concreto Armado: Venezuela: Hidro ULA. Recuperado de: <http://webdelprofesor.ula.ve/ingenieria/rafaeltorres/publicaciones/Texto%201/Muros%20de%20Contenci%F3n-2008-RT.pdf>
- Villón Béjar, M. (2011). Hidrología. 3ª ed. Lima - Perú. Editorial Villón.
- Villón Béjar, M. (2015). Hidráulica de canales. 3ª ed. Lima - Perú. Editorial Villón.
- Wendor Chereque M. (1989). Hidrología para estudiantes de ingeniería civil PUCP: Lima: Repositorio PUCP. Recuperado de: <http://repositorio.pucp.edu.pe/index/bitstream/handle/123456789/28689/hidrologia.pdf>
- Wendor Chereque M. (1993). Mecánica de fluidos II: Lima: Repositorio PUCP. Recuperado de: http://repositorio.pucp.edu.pe/index/bitstream/handle/123456789/41245/mecanica_de_fluidos_2.pdf

ANEXOS

ANEXO 1

**RESOLUCIÓN DE APROBACIÓN DEL
PROYECTO DE TRABAJO DE INVESTIGACIÓN.**

UNIVERSIDAD DE HUÁNUCO

Facultad de Ingeniería

RESOLUCIÓN N° 741-2017-CF-FI-UDH

Huánuco, 17 de Noviembre 2017

Visto, el Oficio N° 356-C-PAIC-FI-UDH-2017, del Coordinador Académico de Ingeniería Civil, referente al bachiller Charly Fernando RODRIGUEZ PONCE, del Programa Académico Ingeniería Civil Facultad de Ingeniería, quien solicita Aprobación del Proyecto de Investigación;

CONSIDERANDO:

Que, según Resolución N° 560-99-CO-UH, de fecha 06.09.99, se aprueba el Reglamento de Grados y Títulos de la Facultad de Ingeniería, vigente;

Que, según el Expediente 2022-17, del Programa Académico de, Ingeniería Civil, Informa que el Proyecto de Investigación Presentado por el bachiller **Charly Fernando RODRIGUEZ PONCE**, ha sido aprobado, y

Que, según Oficio N° 356-C-PAIC-FI-UDH-2017, del Presidente de la Comisión de Grados y Títulos del Programa Académico de Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería, Informa que el recurrente ha cumplido con levantar las observaciones hechas por la Comisión de Grados y Títulos, respecto al Proyecto de Investigación; y

Estando a lo acordado por el Consejo de Facultad de fecha 16 de noviembre del 2017 y normado en el Estatuto de la Universidad, Art. N° 44 inc.r);

SE RESUELVE:

Artículo Primero.- APROBAR, el Proyecto de Investigación Titulado:

“DISEÑO DE UN CANAL DE SECCIÓN RECTANGULAR DE CONCRETO ARMADO PARA RIEGO Y DRENAJE, EN TALUDES VULNERABLES, CONCHAMARCA - 2017” presentado por el bachiller Charly Fernando RODRIGUEZ PONCE, para optar el Título de Ingeniero Civil del Programa Académico de Ingeniería Civil de la Universidad de Huánuco

REGÍSTRESE, COMUNÍQUESE, ARCHÍVESE



UNIVERSIDAD DE HUÁNUCO
FACULTAD DE INGENIERÍA
CONSEJO DE FACULTAD

Ing. JOHNNY P. JACHA ROJAS
SECRETARIO DOCENTE



UNIVERSIDAD DE HUÁNUCO
Ing. Ricardo Sachun García
DECANO DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA

ANEXO 2
RESOLUCIÓN DE NOMBRAMIENTO DE ASESOR
DE TESIS.

UNIVERSIDAD DE HUÁNUCO

Facultad de Ingeniería

RESOLUCIÓN N° 372-2017-D-FI-UDH

Huánuco, 30 de junio de 2017

Visto, el Expediente N° 1076-17, presentado por el alumno **Charly Fernando, RODRIGUEZ PONCE** del Programa Académico de Ingeniería Civil, quién desarrollará el proyecto de Tesis, solicita Asesor de Tesis.

CONSIDERANDO:

Que, de acuerdo a la Nueva Ley Universitaria 30220, Capítulo V, Art 45º inc. 45.2, es procedente su atención, y;

Que, según el Expediente N° 1076-17, del alumno **Charly Fernando, RODRIGUEZ PONCE**, quién desarrollará el proyecto de Tesis, solicita Asesor de Tesis, para desarrollar su trabajo de investigación, el mismo que propone a la Ing. Lili Tatiana Boyanovich Ordoñez, como Asesor de Tesis, y;

Que, según lo dispuesto en el Capítulo II, Art. 27º y 28º del Reglamento General de Grados y Títulos de la Universidad de Huánuco vigente, es procedente atender lo solicitado, y;

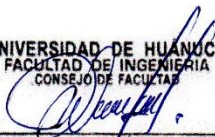
Estando a Las atribuciones conferidas al Decano de la Facultad de Ingeniería y con cargo a dar cuenta en el próximo Consejo de Facultad.

SE RESUELVE:

Artículo Único.- DESIGNAR, como Asesor de Tesis del alumno **Charly Fernando, RODRIGUEZ PONCE** a la Ing. Lili Tatiana Boyanovich Ordoñez, Docente del Programa Académico de Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería.

Regístrese, comuníquese, archívese



UNIVERSIDAD DE HUÁNUCO
FACULTAD DE INGENIERÍA
CONSEJO DE FACULTAD

Ing. JOHNNY P. JACHA ROJAS
SECRETARIO DOCENTE



UNIVERSIDAD DE HUÁNUCO

Mg. Ricardo Sachun García
DECANO DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA

ANEXO 3

MATRIZ DE CONSISTENCIA

TITULO DEL ESTUDIO:

“DISEÑO DE UN CANAL DE SECCIÓN RECTANGULAR DE CONCRETO ARMADO PARA RIEGO Y DRENAJE, EN TALUDES VULNERABLES, CONCHAMARCA – 2018”.

PROBLEMA GENERAL	VARIABLES	DIMENSIÓN	INDICADOR	MÉTODOLOGIA
¿Se podrá diseñar un canal para riego y drenaje de sección rectangular de concreto armado en el canal “Yaurin – Conchamarca” que resista el empuje del talud en las zonas vulnerables - Conchamarca, 2018?	variable Independiente: Taludes vulnerables	<ul style="list-style-type: none"> ✓ No vulnerable ✓ Medianamente vulnerable ✓ Vulnerable 	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Inspección ocular de los taludes ✓ Apuntes de la inspección ✓ Medición longitudinal del talud de falla 	<p style="text-align: center;">TIPO DE INVESTIGACIÓN:</p> <ul style="list-style-type: none"> De acuerdo con la intervención del investigador sobre el fenómeno estudiado fue Observacional, porque se sustentó con el uso de técnicas que permitieron adquirir información por medio de la observación directa. (Müggenburg y Pérez, 2007). De acuerdo con el nivel de profundidad de la búsqueda planeada del conocimiento que se pretende obtener fue de tipo descriptivo típico, porque se describió las características de una sola muestra (Müggenburg y Pérez, 2007). De acuerdo con el momento en que ocurre el fenómeno y su registro fue de tipo retrospectivo, porque se indagó sobre hechos ocurridos en el pasado. (Müggenburg y Pérez, 2007). De acuerdo con el número de momentos o puntos en el tiempo en los cuales se recolectan los datos fue de tipo transversal, porque se recolecto los datos de estudio de las variables en un solo momento, en un tiempo único (Hernández, Fernández y Baptista, 1991). <p style="text-align: center;">ENFOQUE:</p> <p>El informe de investigación fue de tipo cuantitativo, debido a que se realizó a base de un enfoque objetivo de una realidad externa que se pretende describir, explicar y predecir en cuanto a la causalidad de sus hechos y fenómenos. La recolección de datos fue de tipo numérica, estandarizada y cuantificable. De esta forma, el análisis de información y la interpretación de sus resultados permitió fundamentar la comprobación o refutar la hipótesis (Muñoz, 2011).</p> <p style="text-align: center;">ALCANCE:</p> <p>El presente informe de investigación tuvo un alcance explicativo, porque se buscó responde las causas de los eventos (talud vulnerable) y fenómeno físico (pérdida del canal). Donde se concentró en explicar porque se relacionan las dos variables (Hernández, Fernández y Baptista, 2014).</p> <p style="text-align: center;">DISEÑO:</p> <p>El diseño de la presente investigación fue descriptivo, porque únicamente se midió y se recolecto datos sobre diversos aspectos, dimensiones o componentes del fenómeno a investigar (Hernández, Fernández y Baptista, 2003) y a través de los resultados de la investigación se pudo describir. Es descriptivo porque solo se propuso el diseño del canal de concreto armado prescindiendo de su construcción, ya que el fenómeno en estudio (vulnerabilidad del talud) se dio en épocas de invierno, de darse la construcción de lo diseñado se podrá verificar objetivamente que si responde de manera estructural frente al talud vulnerable.</p> <p>El presente estudio de investigación fue representado por medio del siguiente esquema descriptivo:</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin: 10px auto; width: fit-content;"> M= O1 → O2 </div> <p style="margin-left: 40px;">M= Taludes vulnerables del canal Yaurin-Conchamarca. O1= Taludes vulnerables. O2= Diseño de un canal de sección rectangular de concreto armado para riego y drenaje.</p> <p style="text-align: center;">POBLACIÓN Y MUESTRA:</p> <ul style="list-style-type: none"> ➤ La población estuvo constituida por el canal Yaurin-Conchamarca. De 6.8 km de longitud, ➤ La muestra estará conformada por los taludes vulnerables del canal Yaurin-Conchamarca.
	Variable dependiente: Diseño de un canal de sección rectangular de concreto armado para riego y drenaje	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Canal artesanal (rustico) ✓ Canal de concreto ciclópeo 	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Respuestas de la inspección ocular de los taludes vulnerables respecto al canal. ✓ Medición longitudinal y seccional del canal artesanal y de concreto ciclópeo. 	
HIPOTESIS	OBJETIVOS			
	OBJETIVO GENERAL:		OBJETIVO ESPECIFICO	
Es posible diseñar un canal para riego y drenaje, de sección rectangular de concreto armado en el canal “Yaurin - Conchamarca” que resista el empuje del talud en las zonas vulnerables	Diseñar un canal de concreto armado para una sección rectangular a fin de garantizar que la estructura de riego y drenaje permanezca y soporte las acciones que se produzcan debido a los taludes vulnerables.		<ul style="list-style-type: none"> Determinar las zonas que presentan taludes vulnerables del canal “Yaurin - Conchamarca”. Recolectar datos del talud que servirán para el diseño del canal de concreto armado de sección rectangular. Proponer una solución para las fallas que se presentan en canales con taludes vulnerables. Elaborar una hoja Excel, usando los criterios del diseño de muro en voladizo, para el canal en estudio. 	
INSTRUMENTOS	<p>a) Inventariado de los taludes de zonas vulnerables en el canal Yaurin-Conchamarca.</p> <p>b) Inventariado del tipo de canal Yaurin-Conchamarca.</p>			

ANEXO 4

INVENTARIADO DE LOS TALUDES DE ZONAS VULNERABLES EN EL CANAL Yaurin – Conchamarca

I) TIPO DE TALUD:

- a) VULNERABLE
- b) MEDIANAMENTE VULNERABLE
- c) NO VULNERABLE
- d) SIN PRESENCIA DE TALUD

II). MEDICIÓN (MTS): _____

I) TIPO DE TALUD:

- a) VULNERABLE
- b) MEDIANAMENTE VULNERABLE
- c) NO VULNERABLE
- d) SIN PRESENCIA DE TALUD

II). MEDICIÓN (MTS): _____

I) TIPO DE TALUD:

- a) VULNERABLE
- b) MEDIANAMENTE VULNERABLE
- c) NO VULNERABLE
- d) SIN PRESENCIA DE TALUD

II). MEDICIÓN (MTS): _____

I) TIPO DE TALUD:

- a) VULNERABLE
- b) MEDIANAMENTE VULNERABLE
- c) NO VULNERABLE
- d) SIN PRESENCIA DE TALUD

II). MEDICIÓN (MTS): _____

ANEXO 5

INVENTARIADO DEL TIPO DE CANAL Yaurin – Conchamarca

I) TIPO DE CANAL:

- a) ARTESANAL
- b) REVESTIDO

II). MEDICIÓN (MTS): _____

I) TIPO DE CANAL:

- a) ARTESANAL
- b) REVESTIDO

II). MEDICIÓN (MTS): _____

ANEXO 6
PANEL FOTOGRÁFICO DEL CANAL Y TALUD VULNERABLE



FOTOGRAFIA N°01:

Se muestra en la imagen que el talud genera un empuje activo sobre la pared izquierda del canal ocasionando un desplazamiento.



FOTOGRAFIA N°02:

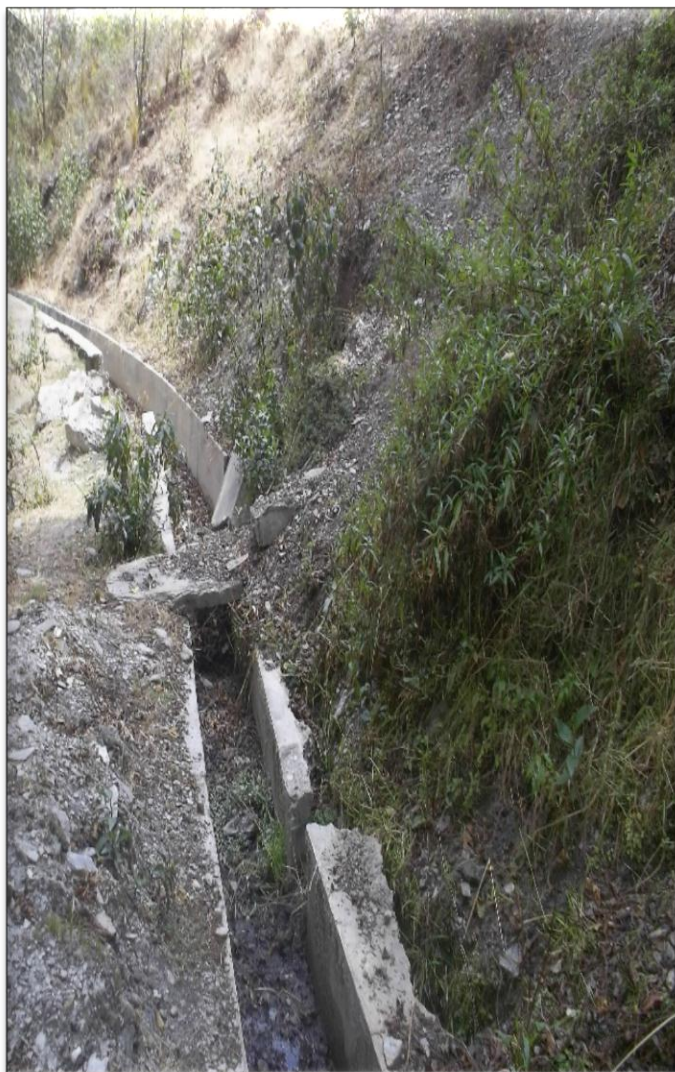
Se muestra en la imagen que el talud genera un empuje activo hacia la pared izquierda del canal donde ocasiona un desplazamiento y también el agrietamiento de la pared.





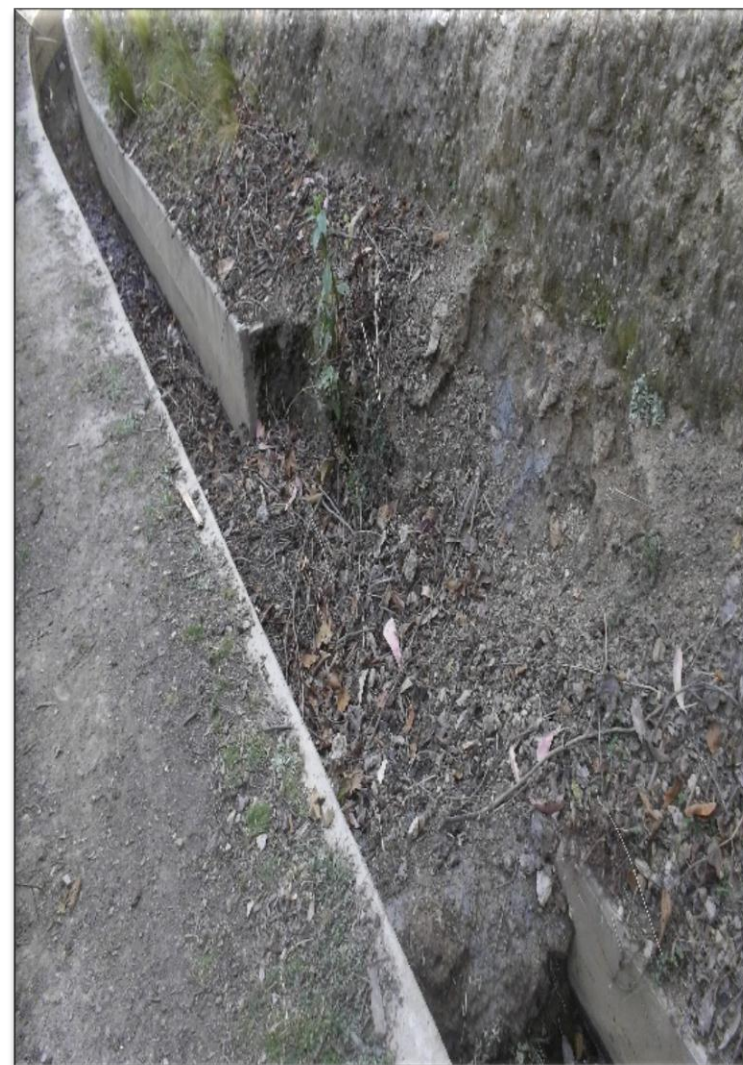
FOTOGRAFIA N°03:

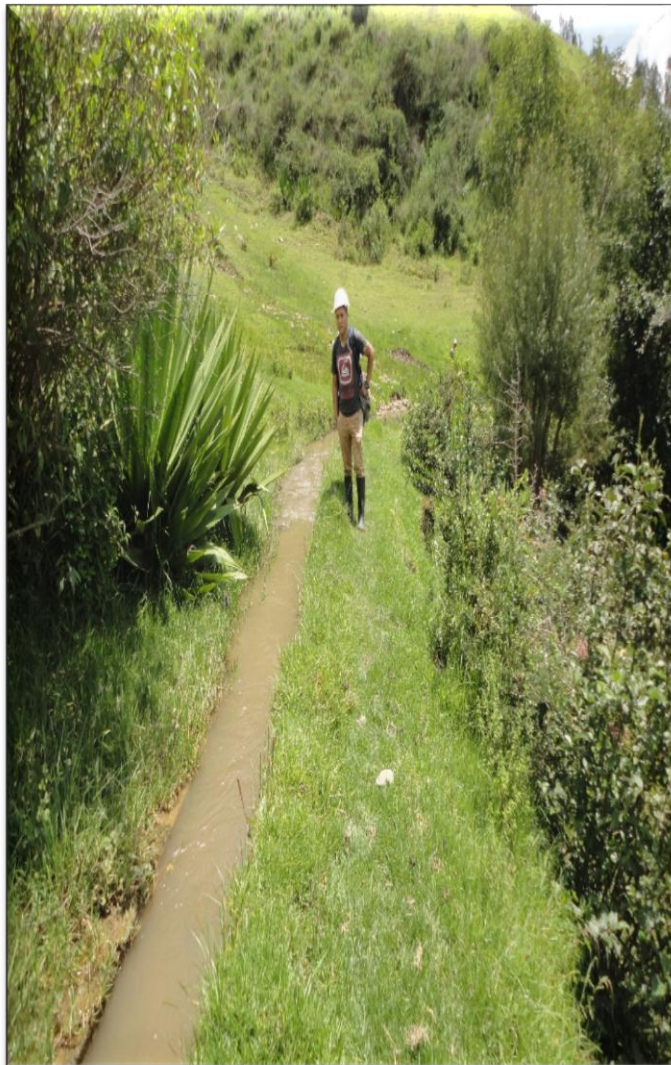
Se observa la pérdida de una parte de la pared izquierda del canal debido al empuje del talud vulnerable.



FOTOGRAFIA N°04:

Se observa la pérdida de una parte de la pared izquierda del canal debido al empuje del talud vulnerable y también se aprecia la ruptura de la pared.

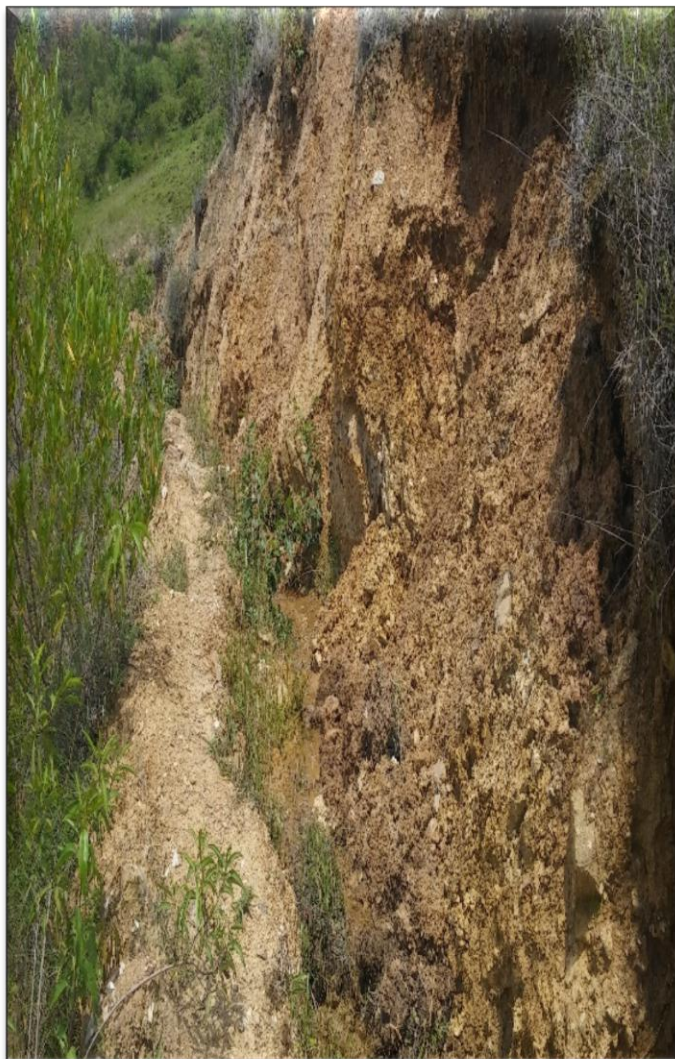




FOTOGRAFIA N°05:

Se muestra en la siguiente imagen que el tirante de agua sobrepaso la altura del canal debido al caudal de drenaje superficial





FOTOGRAFIA N°06:

Se aprecia en la imagen el deslizamiento del talud vulnerable en 2 tramos distintos durante el recorrido del canal.





FOTOGRAFIA N°07:

Se aprecia en la imagen el deslizamiento del talud vulnerable en 2 tramos distintos durante el recorrido del canal.





FOTOGRAFIA
N°08: Se observa el deslizamiento del talud vulnerable en el canal de riego.





FOTOGRAFIA N°09:

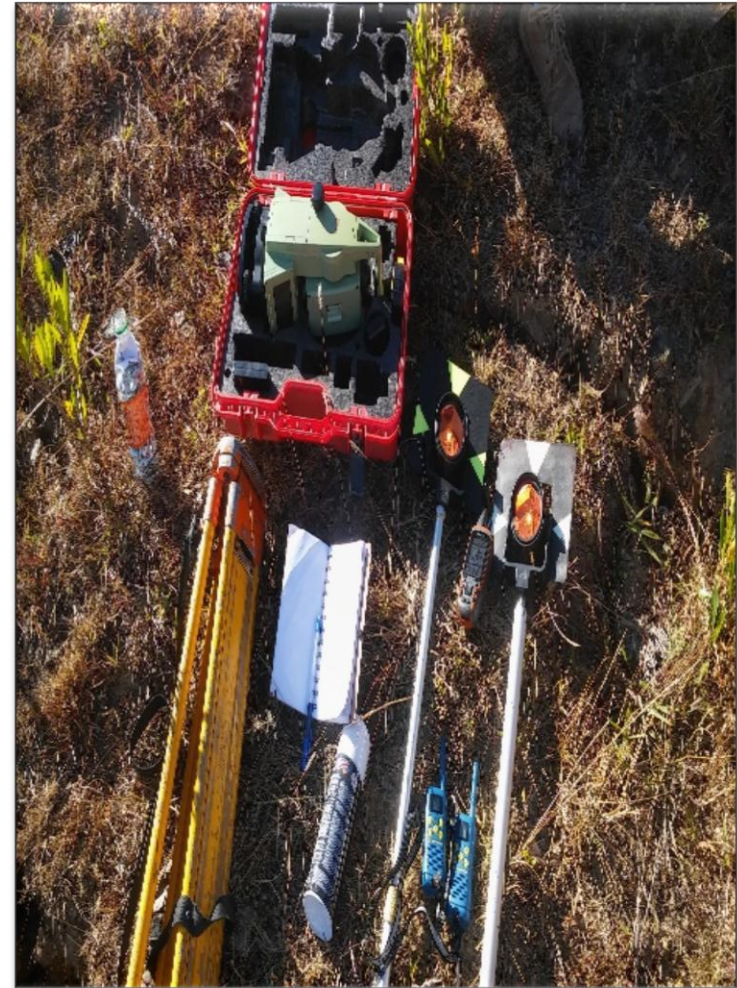
Se observa el tramo final del canal Yaurin – Conchamarca conjuntamente con mis compañeros de la universidad de Huánuco y el señor paulino león criollo que fue presidente de la comisión de usuarios de la micro cuenca pichgacocha y vicepresidente de la junta de usuarios del sector hidráulico menor clase c



ANEXO 7
PANEL FOTOGRÁFICO ESTUDIO TOPOGRAFICO



FOTOGRAFIA N°10:
Se observa el equipo topográfico “estación total” y los materiales a utilizar para realizar el levantamiento topográfico del canal Yaurin Conchamarca.

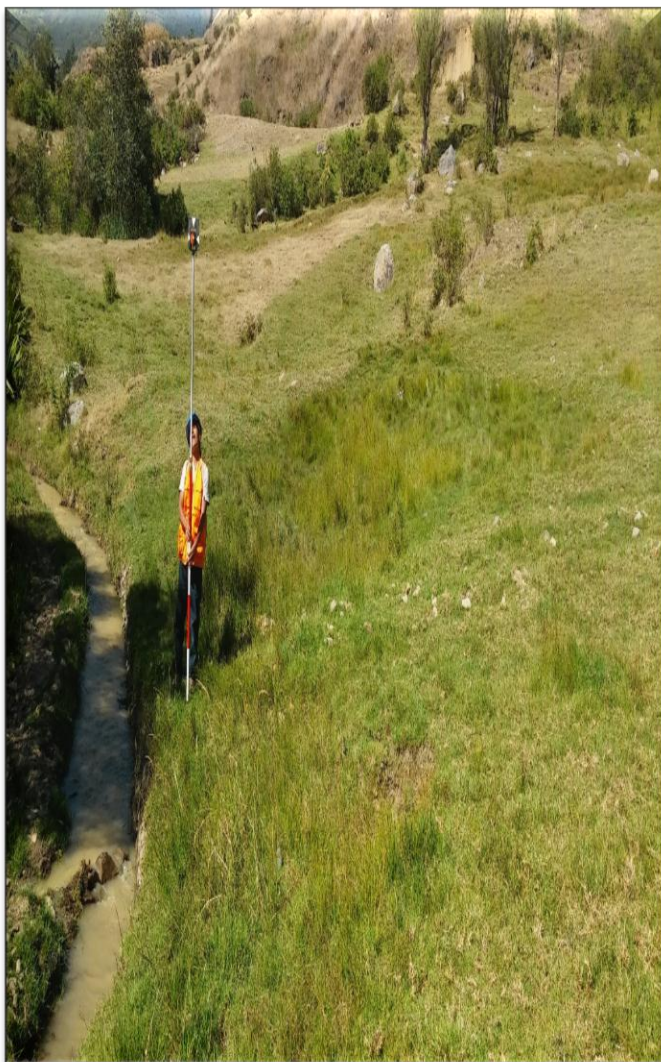




FOTOGRAFIA N°11: se aprecia el equipo topográfico “estación total” y al canal Yaurin – Conchamarca.



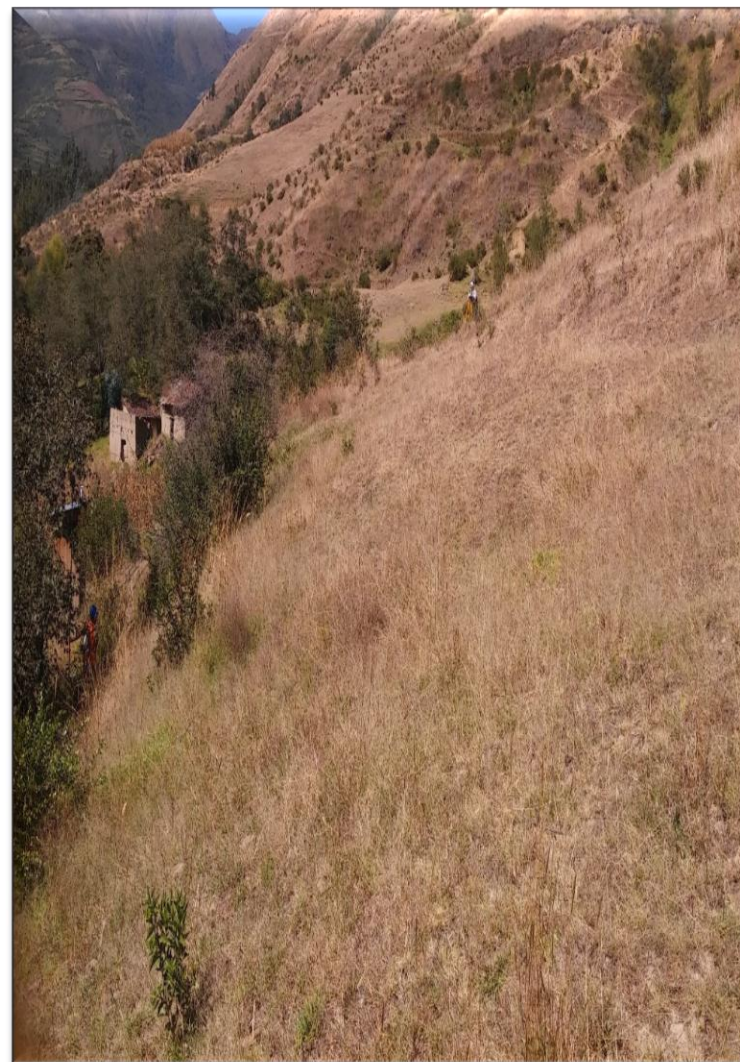
FOTOGRAFIA N°12:
Se muestra realizando
el levantamiento
topográfico del canal
Yaurin-Conchamarca.



FOTOGRAFIA N°13:

Se aprecia realizando el levantamiento topográfico del canal Yaurin-

Conchamarca y a la vez se aprecia la cobertura de vegetación que tiene por donde discurre el agua proveniente de la lluvia. Se aprecia la utilización del prisma con su respectivo jalón, por medio ayudante auxiliar



ANEXO 8
PANEL FOTOGRÁFICO DEL EMS



FOTOGRAFIA N°14:
Se observa el inicio
de la excavación
para las calicatas de
 $H=3.00$ m



FOTOGRAFIA N°15:

Se observa las dos calicatas:

C-1 en el Km 3+500

C-2 en el Km 3+200





FOTOGRAFIA N°16:

Se observa extrayendo la muestra de la calicata, en un tubo de diámetro 4" y altura de 30 cmts para realizar el ensayo del corte directo".





FOTOGRAFIA N°17:

Se aprecia el cuarteo de la muestra en el laboratorio de la universidad de Huánuco.





FOTOGRAFIA N°18:

Se observa lavando la muestra y también realizando el tamizado de lo mencionado.





FOTOGRAFIA N°19:

Se observa realizando el ensayo de corte directo en la universidad de Huánuco.



ANEXO 9

RESULTADOS DEL ESTUDIO DE LA MECANICA DE SUELO (C-1)

CALICATA	ESTRATO	PESO ESPECIFICO γ_{suelo}	CORTE DIRECTO LABORATORIO			CLASIFICACIÓN SUELO		PROFUNDIDAD DE DESPLANTES PARA EL DISEÑO	CAP. DE CARGA ÚLTIMA	CAPACIDAD DE CARGA BRUTO ADMISIBLE (q_{adm})	
			ÁNGULO DE FRICCIÓN ϕ	COHESIÓN C	COEFICIENT E DE FRICCIÓN f	ASTM	ASTM				
						D 2487	D 3282	D_f	$q_d=q_u$	$q_{adm-EST.}$	$q_{adm-DIN.}$
C-01 Km: 3 + 500	E - 01	1.6140 Tn/m3	22.60°	0.07175 Kg/cm2	0.41704	(SM)g	A - 4 (1)	0.78m	1.80	0.60 Kg/cm2	0.72 Kg/cm2
								0.80m	1.90	0.63 Kg/cm2	0.76 Kg/cm2
								0.90m	2.00	0.67 Kg/cm2	0.80 Kg/cm2
								1.00m	2.20	0.73 Kg/cm2	0.88 Kg/cm2
								1.20m	2.50	0.83 Kg/cm2	1.00 Kg/cm2
								1.30m	2.60	0.87 Kg/cm2	1.04 Kg/cm2
	E - 02	1.6190 Tn/m3	-	-	-	(ML)g	A - 4 (2)	1.50m	2.90	0.97 Kg/cm2	1.16 Kg/cm2
								1.70m	3.10	1.03 Kg/cm2	1.24 Kg/cm2
								1.85m	3.30	1.10 Kg/cm2	1.32 Kg/cm2
	E - 03	1.6500 Tn/m3	-	-	-	(SC)g	A - 2- 4 (0)	2.00m	3.50	1.17 Kg/cm2	1.40 Kg/cm2
								2.20m	3.80	1.27 Kg/cm2	1.52 Kg/cm2
								2.35m	4.00	1.33 Kg/cm2	1.60 Kg/cm2
	E - 04	1.6100 Tn/m3	-	-	-	(SC - SM)g	A - 4 (0)	2.50m	4.20	1.40 Kg/cm2	1.68 Kg/cm2
								2.60m	4.30	1.43 Kg/cm2	1.72 Kg/cm2
								2.70m	4.50	1.50 Kg/cm2	1.80 Kg/cm2
	E - 05	1.7080 Tn/m3	-	-	-	(SM)g	A - 4 (0)	2.80m	4.60	1.53 Kg/cm2	1.84 Kg/cm2
								2.90m	4.80	1.60 Kg/cm2	1.92 Kg/cm2
								3.00m	4.90	1.63 Kg/cm2	1.96 Kg/cm2

ANEXO 10

RESULTADOS DEL ESTUDIO DE LA MECANICA DE SUELO (C-02)

CALICATA	ESTRATO	PESO ESPECIFICO γ_{suelo}	CORTE DIRECTO LABORATORIO			CLASIFICACIÓN SUELO		PROFUNDIDAD DE DESPLANTES PARA EL DISEÑO	CAP. DE CARGA ÚLTIMA	CAPACIDAD DE CARGA BRUTO ADMISIBLE (q_{adm})	
			ÁNGULO DE FRICCIÓN ϕ	COHESIÓN C	COEFICIENT E DE FRICCIÓN f	ASTM	ASTM				
						D 2487	D 3282	D_f	$q_d=q_u$	$q_{adm-EST.}$	$q_{adm-DIN.}$
C-02 Km: 3 + 200	E - 01	1.6290 Tn/m3	18.90°	0.06547 Kg/cm2	0.34305	(ML)g	A - 4 (0)	0.90m	1.50	0.50 Kg/cm2	0.60 Kg/cm2
								1.00m	1.60	0.53 Kg/cm2	0.64 Kg/cm2
								1.20m	1.80	0.60 Kg/cm2	0.72 Kg/cm2
								1.40m	1.90	0.63 Kg/cm2	0.76 Kg/cm2
								1.60m	2.10	0.70 Kg/cm2	0.84 Kg/cm2
	E - 02	1.5810 Tn/m3	-	-	-	(SM)g	A - 4 (0)	1.70m	2.20	0.73 Kg/cm2	0.88 Kg/cm2
								1.80m	2.30	0.77 Kg/cm2	0.92 Kg/cm2
								2.00m	2.50	0.83 Kg/cm2	1.00 Kg/cm2
								2.10m	2.60	0.87 Kg/cm2	1.04 Kg/cm2
								2.30m	2.80	0.93 Kg/cm2	1.12 Kg/cm2
	E - 03	1.6000 Tn/m3	-	-	-	(SM)g	A - 4 (1)	2.50m	2.90	0.97 Kg/cm2	1.16 Kg/cm2
								2.60m	3.00	1.00 Kg/cm2	1.20 Kg/cm2
								2.70m	3.10	1.03 Kg/cm2	1.24 Kg/cm2
								2.80m	3.20	1.07 Kg/cm2	1.28 Kg/cm2
								3.00m	3.40	1.13 Kg/cm2	1.36 Kg/cm2

ANEXO 11

SERIE HISTÓRICA DE PRECIPITACIONES MÁX. DE 24 HORAS DE LA ESTACION METEOROLÓGICA DE HUÁNUCO.

Estación : HUANUCO , Tipo Convencional - Meteorológica

Departamento : HUANUCO

Provincia : HUANUCO

Distrito : AMARILIS

Latitud : 9° 57' 7.24"

Longitud : 76° 14' 54.8"

Altitud : 1947 m

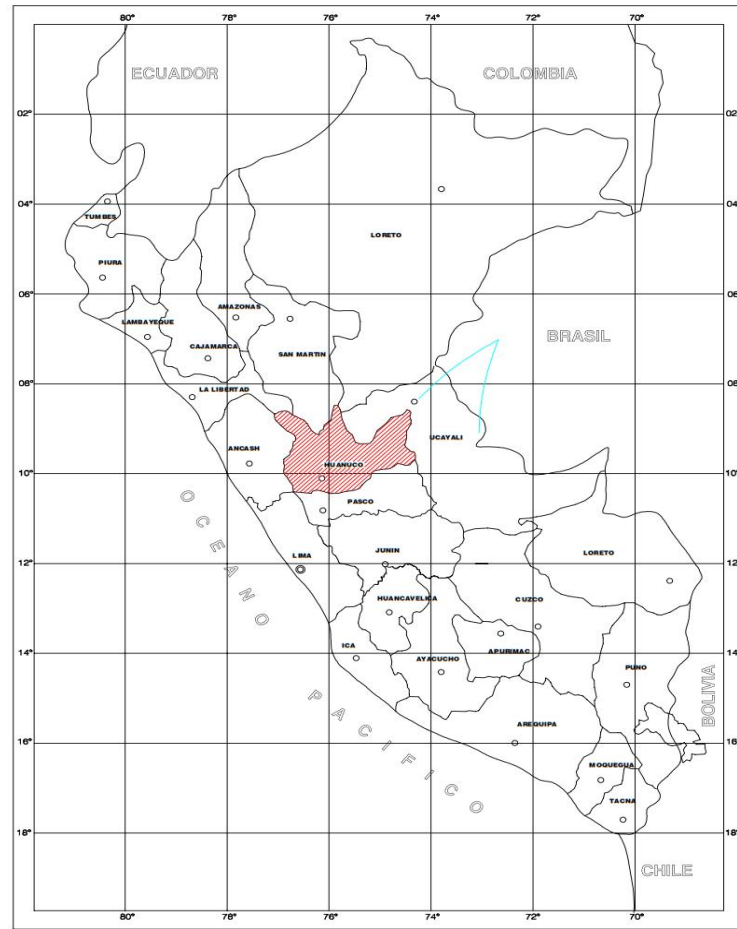
INFORMACION DE PRECIPITACIONES MAXIMAS DE 24 HORAS

N°	AÑO	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE	Pmáx 24h.
1	1993	12.50	18.00	13.70	13.50	6.20	4.70	3.40	3.70	6.00	7.60	16.40	12.30	18.00
2	1994		8.70	10.90	24.00	15.00	0.00	0.00	0.00	20.50	19.00	7.20	20.60	24.00
3	1995	8.00	18.90	17.50	8.90	1.80	0.70	1.20	0.40	3.00	8.90	13.90	12.30	18.90
4	1996	13.50	9.10	15.90	17.10	10.40	0.01	0.10	3.50	1.40	9.30	15.10	8.10	17.10
5	1997	10.50	6.60	11.40	10.60	4.20	1.90	0.00	4.10	5.30	8.30	11.20	7.80	11.40
6	1998	17.90	16.50	27.50	1.00	2.70	1.80	0.00	1.50	3.20	13.40	26.00	7.20	27.50
7	1999	13.10	28.00	15.20	5.40	9.20	8.10	4.70	0.60	33.00	5.60	10.70	13.70	33.00
8	2000	10.80	14.20	14.60	7.70	5.30	7.30	2.40	12.10	4.00	2.80	20.30	19.30	20.30
9	2001	11.30	8.90	10.60	25.70	7.40	0.80	3.20	5.00	2.00	10.00	48.70	10.80	48.70
10	2002	13.00	19.40	14.90	27.20	9.70	2.10	5.20	1.30	2.80	22.90	7.80	5.20	27.20
11	2003	12.30	6.40	9.40	14.90	3.00	0.10	0.10	6.90	4.40	12.50	23.00	18.10	23.00
12	2004	7.60	8.10	11.90	10.50	11.70	1.40	2.10	4.60	11.30	6.40	13.00	17.60	17.60
13	2005	5.90	16.60	25.50	2.40	0.60	0.01	0.80	7.50	3.50	11.00	8.70	20.10	25.50
14	2006	28.00	11.30	18.90	8.30	1.90	3.60	1.60	2.00	7.20	18.90	21.70	18.20	28.00
15	2007	8.70	2.40	12.30	7.50	5.30	1.20	3.30	2.90	2.30	25.80	13.70	27.30	27.30
16	2008	7.90	12.50	16.60	15.80	2.70	1.80	0.10	0.70	14.20	11.70	33.10	30.60	33.10
17	2009	19.60	10.00	19.40	10.60	7.30	9.00	4.00	3.40	2.30	16.80	8.50	9.10	19.60
18	2010	4.90	17.40	22.60	6.80	2.40	1.20	3.80	5.00	9.60	12.00	21.80	19.90	22.60
19	2011	13.60	11.60	35.40	8.00	9.50	1.80	0.90	1.50	11.40	20.40	19.30	36.20	36.20
20	2012	16.30	12.30	11.60	16.30	5.70	1.90	4.70	2.50	2.60	16.20	29.60	30.70	30.70
21	2013	7.90	13.80	14.70	13.60	1.90	4.70	5.50	14.10	2.40	13.40	11.10	19.90	19.90
22	2014	15.40	21.90	20.60	24.80	18.20	3.20	1.30	0.30	11.70	23.20	9.30	14.10	24.80
23	2015	20.10	8.30	12.40	31.70	10.50	1.20	2.20	0.70	1.30	10.50	21.00	6.50	31.70
24	2016	11.20	13.00	18.00	2.80	0.10	0.50	0.20	0.60	1.00	12.90	13.00	14.20	18.00
25	2017	12.50	20.90	15.50	10.60	9.40	2.00	4.30	2.10	5.90	13.30	12.90	38.20	38.20

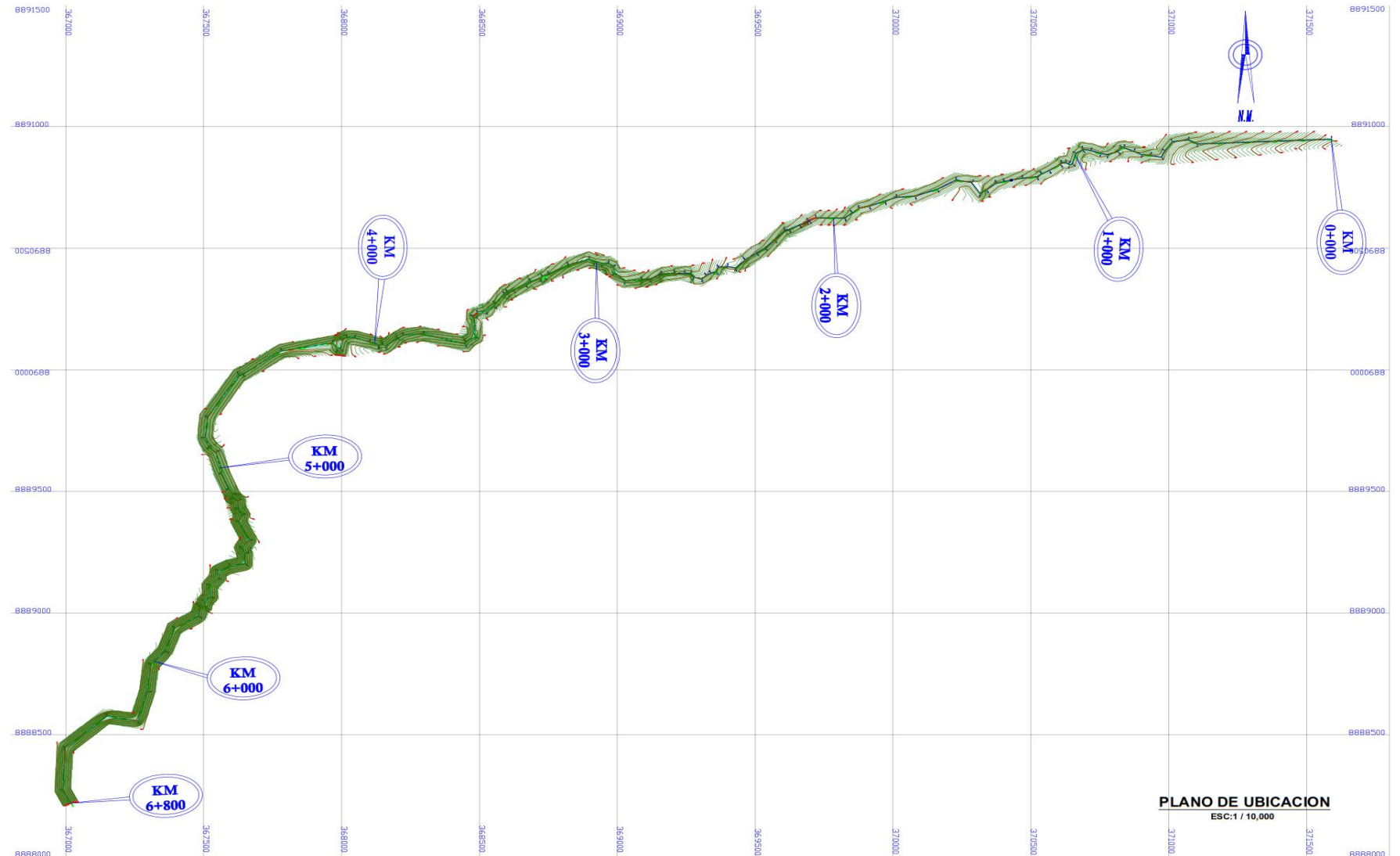
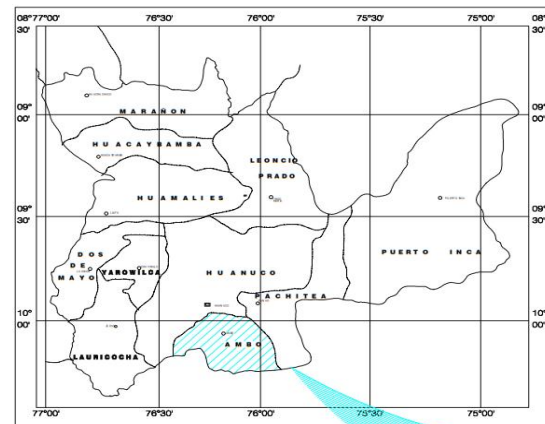
ANEXO 12

**PLANO. - UBICACIÓN Y LOCALIZACIÓN DEL
CANAL YAURIN-CONCHAMARCA**

LOCALIZACION DEPARTAMENTAL ESC: S/E



LOCALIZACION PROVINCIAL ESC: S/E



PLANO DE UBICACION
ESC: 1 / 10,000

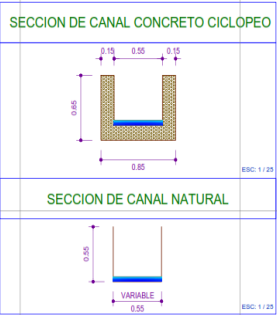
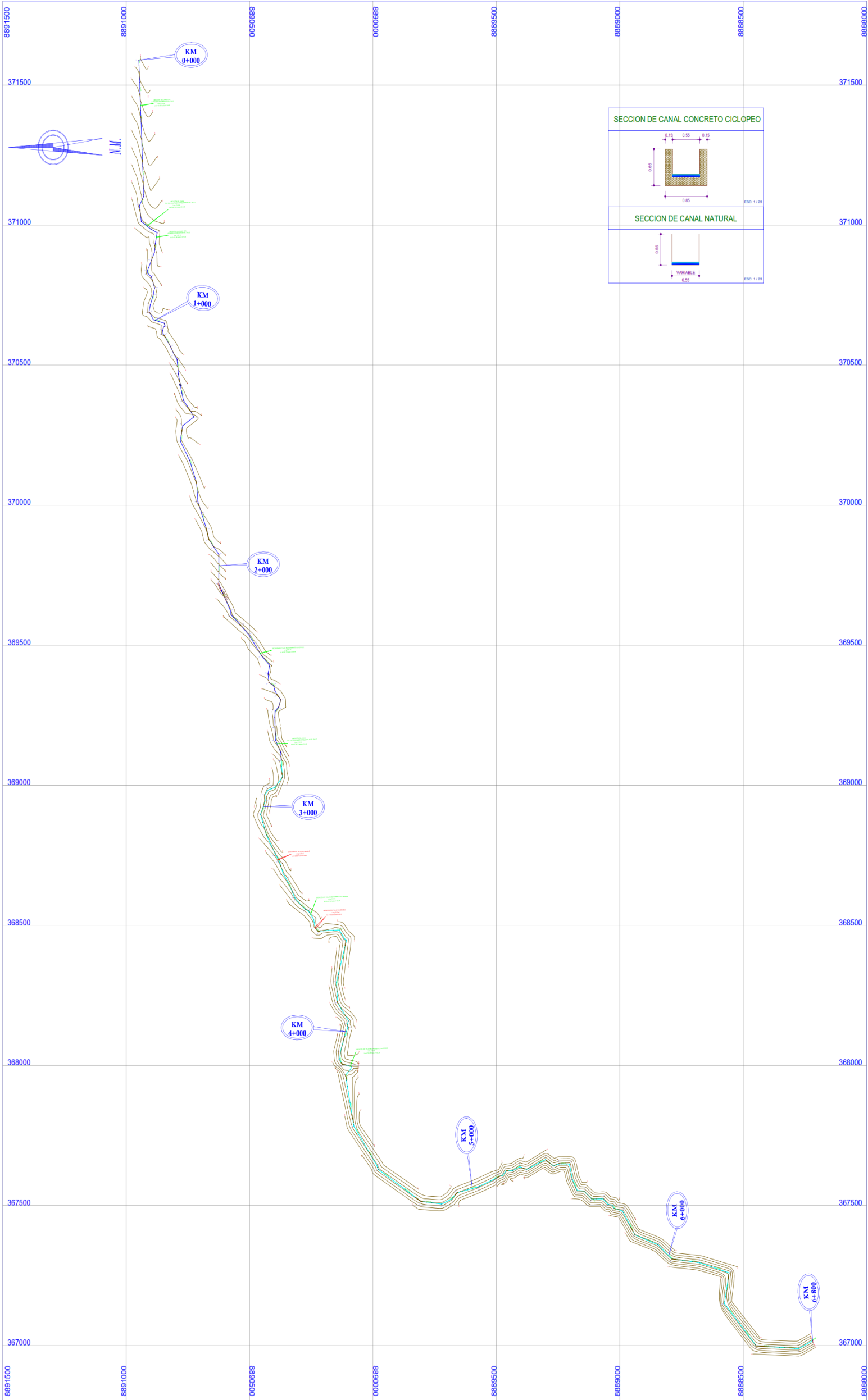
UBICACION ESC: 1 / 5000



AMBITO DEL PROYECTO

ANEXO 13

**PLANO. - TOPOGRAFICO DEL CANAL Yaurin-
CONCHAMARCA**



LONGITUDES DE CANAL	
—	CANAL DE CONCRETO KM 0+000 AL 2+800
—	CANAL ARTESANAL KM 2+800 AL 6+800

LEYENDA	
SIMBOLO	DESCRIPCION
—	CURVAS PRIMARIAS
—	CURVAS SECUNDARIAS
—	CANAL ARTESANAL
—	CANAL DE CONCRETO
—	PI DEL CANAL
—	TOMA PARCELARIA
—	CARRETERA

PLANO TOPOGRAFICO
ESC: H=1/5000



UNIVERSIDAD DE HUANUCO
FACULTAD DE INGENIERIA
E.A.P.: INGENIERIA CIVIL

TRABAJO DE GRADUACION

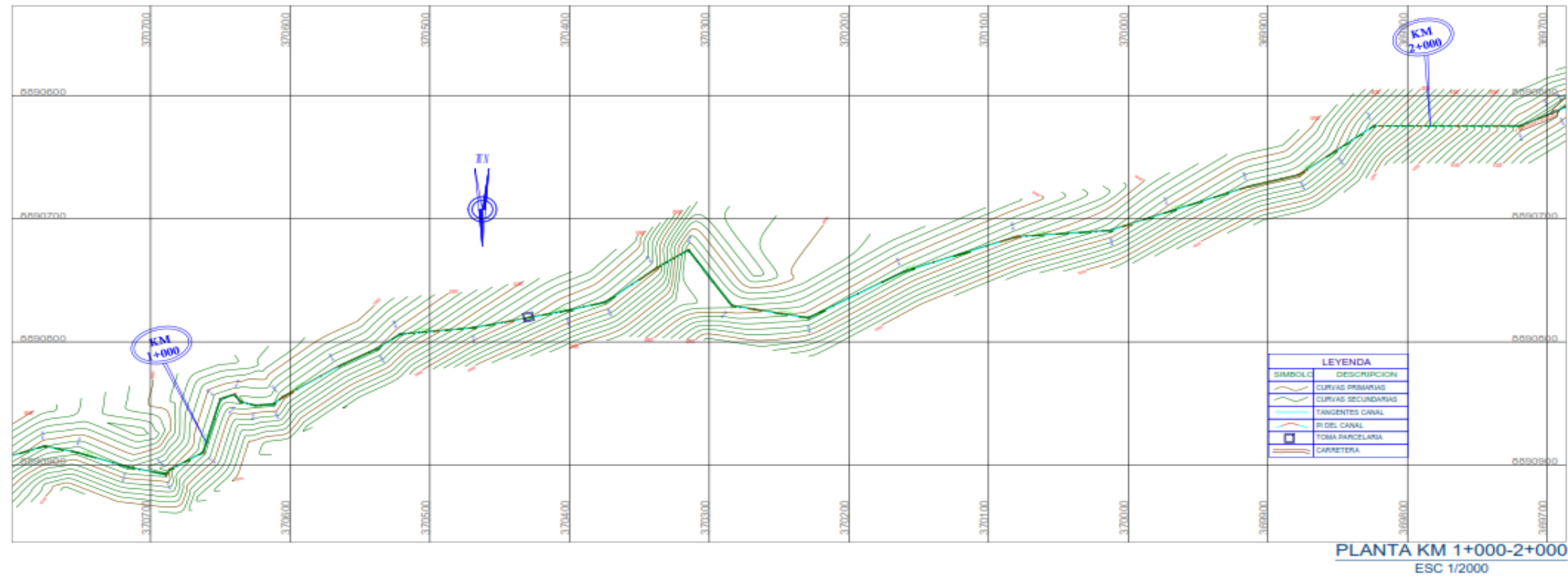
TOPOGRAFICO

PLANO:	ESPECIALIDAD:	LAMINA:
TRABAJO:	TOPOGRAFIA	PT-01
BOYANOVICH ORDÓÑEZ, LILY TATIANA	FECHA:	INDICADA
BOYANOVICH ORDÓÑEZ, LILY TATIANA	ESCALA:	

ANEXO 14

**PLANO. - PLANTA Y PERFIL DEL CANAL
YAURIN-CONCHAMARCA**

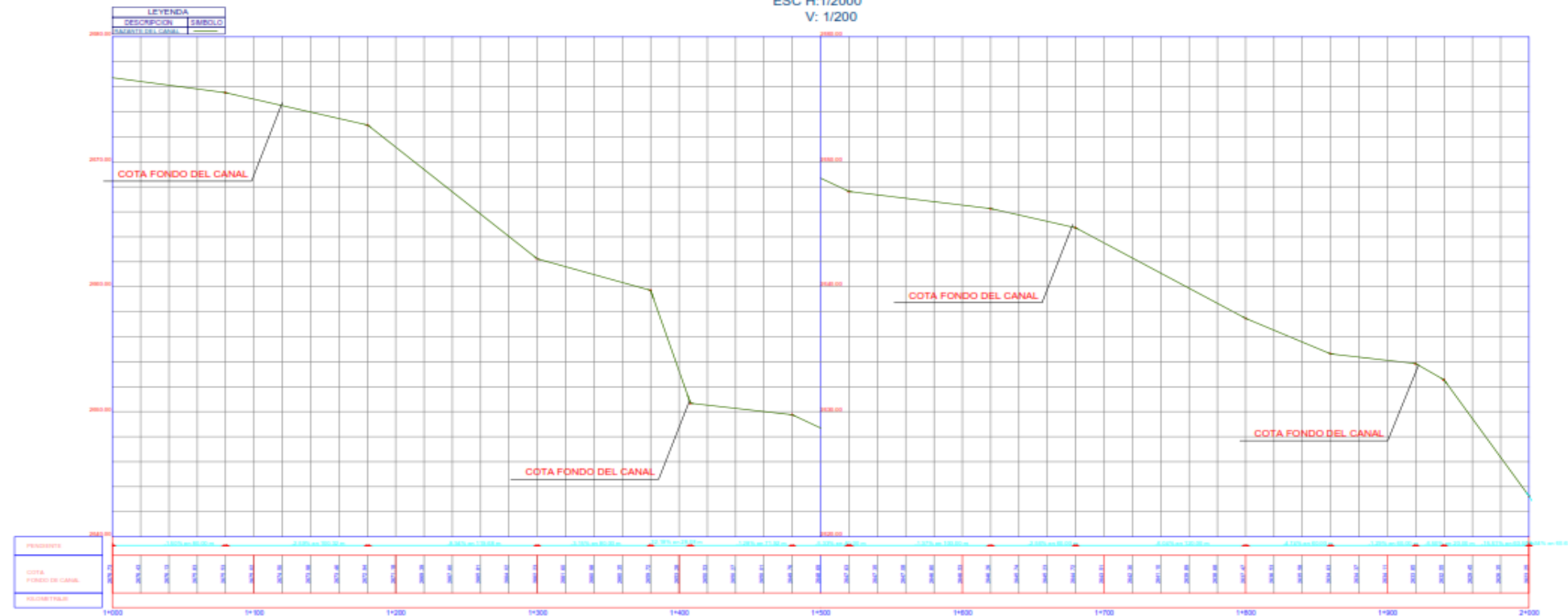
PLANO DE PLANTA Y PERFIL KM 1+000-2+000



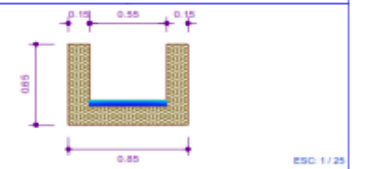
PLANTA KM 1+000-2+000
ESC 1/2000

PERFIL LONGITUDINAL KM 1+000-2+000

ESC H:1/2000
V: 1/200



SECCION DE CANAL CONCRETO CICLOPEO

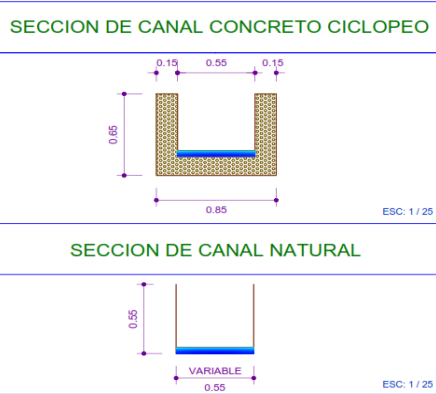
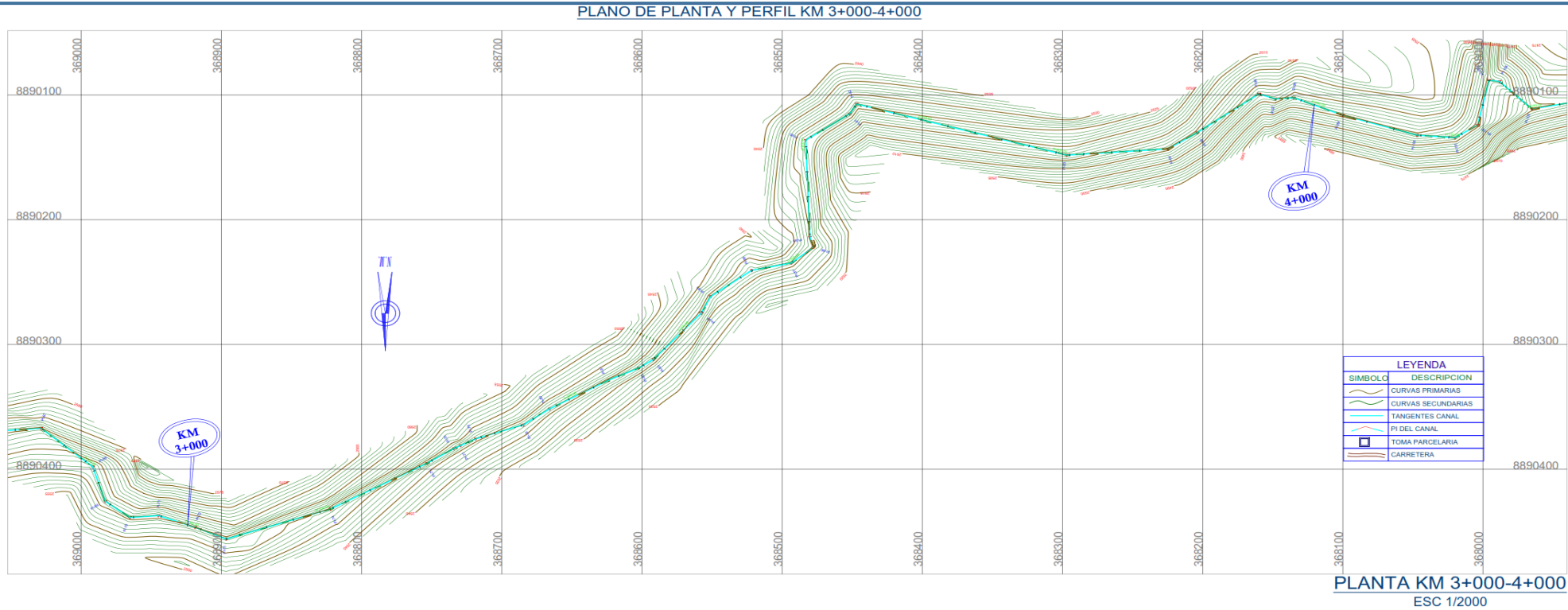


SECCION DE CANAL NATURAL

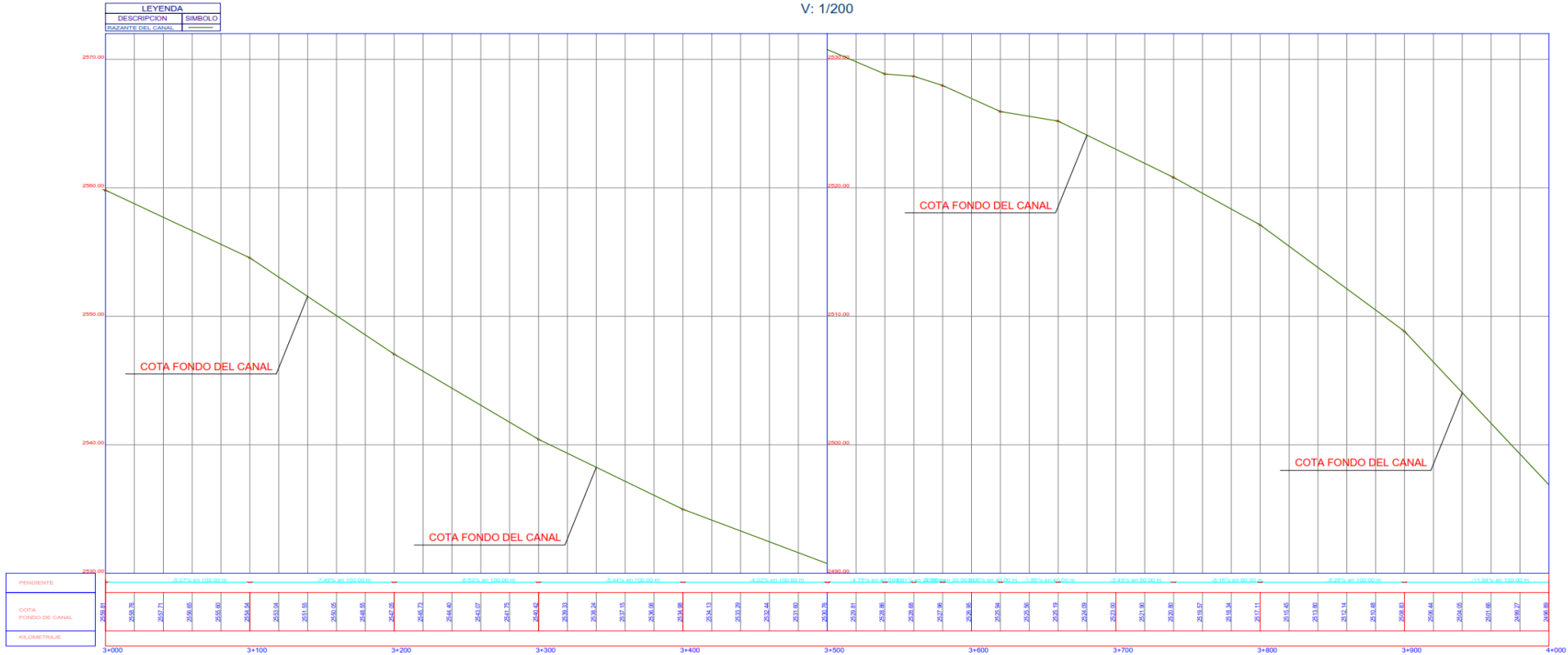


CUADRO DE COORDENADAS Y ELEMENTOS DE CURVAS

ST	EST	DELTA	ALICIA	ALICIA	L.C.	Ra	PI	PC	PT	NORTE	ESTE
16	0	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.000000	0.000000
16	0	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.000000	0.000000
20	1	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.000000	0.000000
21	1	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.000000	0.000000
22	1	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.000000	0.000000
23	0	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.000000	0.000000
24	0	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.000000	0.000000
25	0	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.000000	0.000000
26	0	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.000000	0.000000
27	0	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.000000	0.000000
28	0	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.000000	0.000000
29	0	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.000000	0.000000
30	0	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.000000	0.000000
31	0	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.000000	0.000000
32	0	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.000000	0.000000
33	0	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.000000	0.000000
34	0	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.000000	0.000000
35	0	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.000000	0.000000
36	0	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.000000	0.000000
37	0	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.000000	0.000000
38	0	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.000000	0.000000
39	0	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.000000	0.000000
40	0	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.000000	0.000000
41	0	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.000000	0.000000
42	0	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.000000	0.000000
43	0	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.000000	0.000000



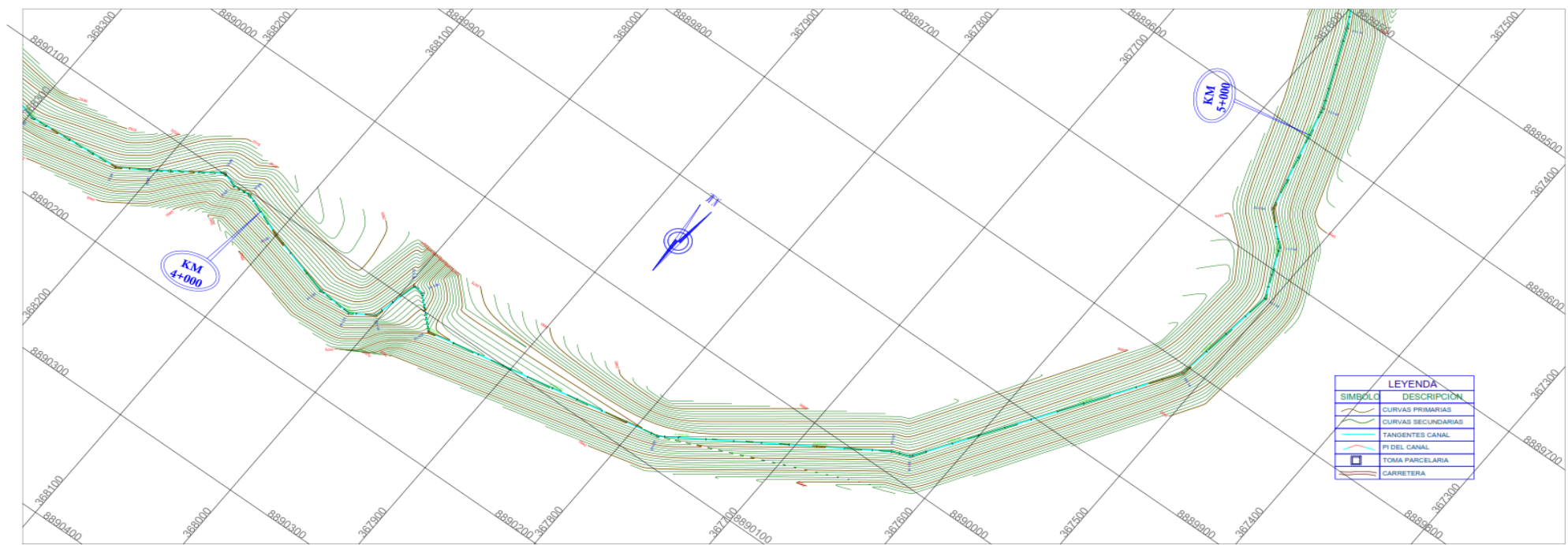
PERFIL LONGITUDINAL KM 3+000-4+000
ESC H:1/2000
V: 1/200



CUADRO DE COORDENADAS Y ELEMENTOS DE CURVAS

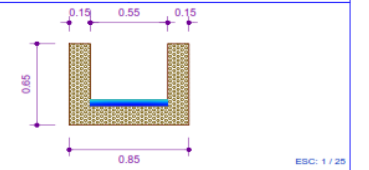
ST	ST	DELTA	RADIO	TANG.	L.C.	Rd	P.I.	P.C.	P.T.	NORTE	EESTE
72	D	3192207	0.000	0.000	0.000	0.000	3 + 005.548	3 + 005.548	3 + 005.548	8890445.328	388918.584
73	I	40947307	0.000	0.000	0.000	0.000	3 + 029.677	3 + 029.677	3 + 029.677	8890455.723	388996.751
74	I	10101907	0.000	0.000	0.000	0.000	3 + 107.037	3 + 107.037	3 + 107.037	8890431.744	388922.205
75	I	79427307	0.000	0.000	0.000	0.000	3 + 190.027	3 + 190.027	3 + 190.027	8890389.086	3889752.270
76	D	9117407	0.000	0.000	0.000	0.000	3 + 209.385	3 + 209.385	3 + 209.385	8890385.280	3889734.243
77	I	95057307	0.000	0.000	0.000	0.000	3 + 213.828	3 + 213.828	3 + 213.828	8890380.575	3889725.190
78	D	8127307	0.000	0.000	0.000	0.000	3 + 225.858	3 + 225.858	3 + 225.858	8890375.476	3889716.972
79	I	189057307	0.000	0.000	0.000	0.000	3 + 261.862	3 + 261.862	3 + 261.862	8890366.202	3889694.488
80	D	79107307	0.000	0.000	0.000	0.000	3 + 264.388	3 + 264.388	3 + 264.388	8890351.416	3889683.085
81	D	47227307	0.000	0.000	0.000	0.000	3 + 332.455	3 + 332.455	3 + 332.455	8890335.389	3889633.076
82	I	88097307	0.000	0.000	0.000	0.000	3 + 355.972	3 + 355.972	3 + 355.972	8890316.745	3889602.234
83	I	147197307	0.000	0.000	0.000	0.000	3 + 368.388	3 + 368.388	3 + 368.388	8890311.549	3889591.634
84	I	189427307	0.000	0.000	0.000	0.000	3 + 418.889	3 + 418.889	3 + 418.889	8890274.523	3889587.624
85	D	275807307	0.000	0.000	0.000	0.000	3 + 433.807	3 + 433.807	3 + 433.807	8890281.421	3889590.981
86	D	27537307	0.000	0.000	0.000	0.000	3 + 489.599	3 + 489.599	3 + 489.599	8890240.630	3889521.545
87	I	28701407	0.000	0.000	0.000	0.000	3 + 496.695	3 + 496.695	3 + 496.695	8890234.655	3889493.183
88	I	72907307	0.000	0.000	0.000	0.000	3 + 519.230	3 + 519.230	3 + 519.230	8890221.824	3889477.266
89	D	18517307	0.000	0.000	0.000	0.000	3 + 527.750	3 + 527.750	3 + 527.750	8890213.897	3889462.281
90	D	38717307	0.000	0.000	0.000	0.000	3 + 605.405	3 + 605.405	3 + 605.405	8890182.245	3889403.149
91	I	24957307	0.000	0.000	0.000	0.000	3 + 643.167	3 + 643.167	3 + 643.167	8890115.195	3889421.798
92	D	17917307	0.000	0.000	0.000	0.000	3 + 652.405	3 + 652.405	3 + 652.405	8890107.178	3889448.078
93	I	19107307	0.000	0.000	0.000	0.000	3 + 657.789	3 + 657.789	3 + 657.789	8890140.276	3889377.027
94	I	27882307	0.000	0.000	0.000	0.000	3 + 665.188	3 + 665.188	3 + 665.188	8890145.287	3889324.951
95	I	31927307	0.000	0.000	0.000	0.000	3 + 664.877	3 + 664.877	3 + 664.877	8890132.234	3889333.545
96	D	53962307	0.000	0.000	0.000	0.000	3 + 665.662	3 + 665.662	3 + 665.662	8890089.252	3889106.860
97	I	229102307	0.000	0.000	0.000	0.000	3 + 671.173	3 + 671.173	3 + 671.173	8890103.278	3889145.034
98	D	287127307	0.000	0.000	0.000	0.000	3 + 684.203	3 + 684.203	3 + 684.203	8890102.279	3889105.543

PLANO DE PLANTA Y PERFIL KM 4+000-5+000

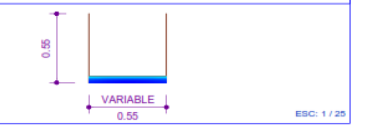


PLANTA KM 4+000-5+000
ESC 1/2000

SECCION DE CANAL CONCRETO CICLOPEO

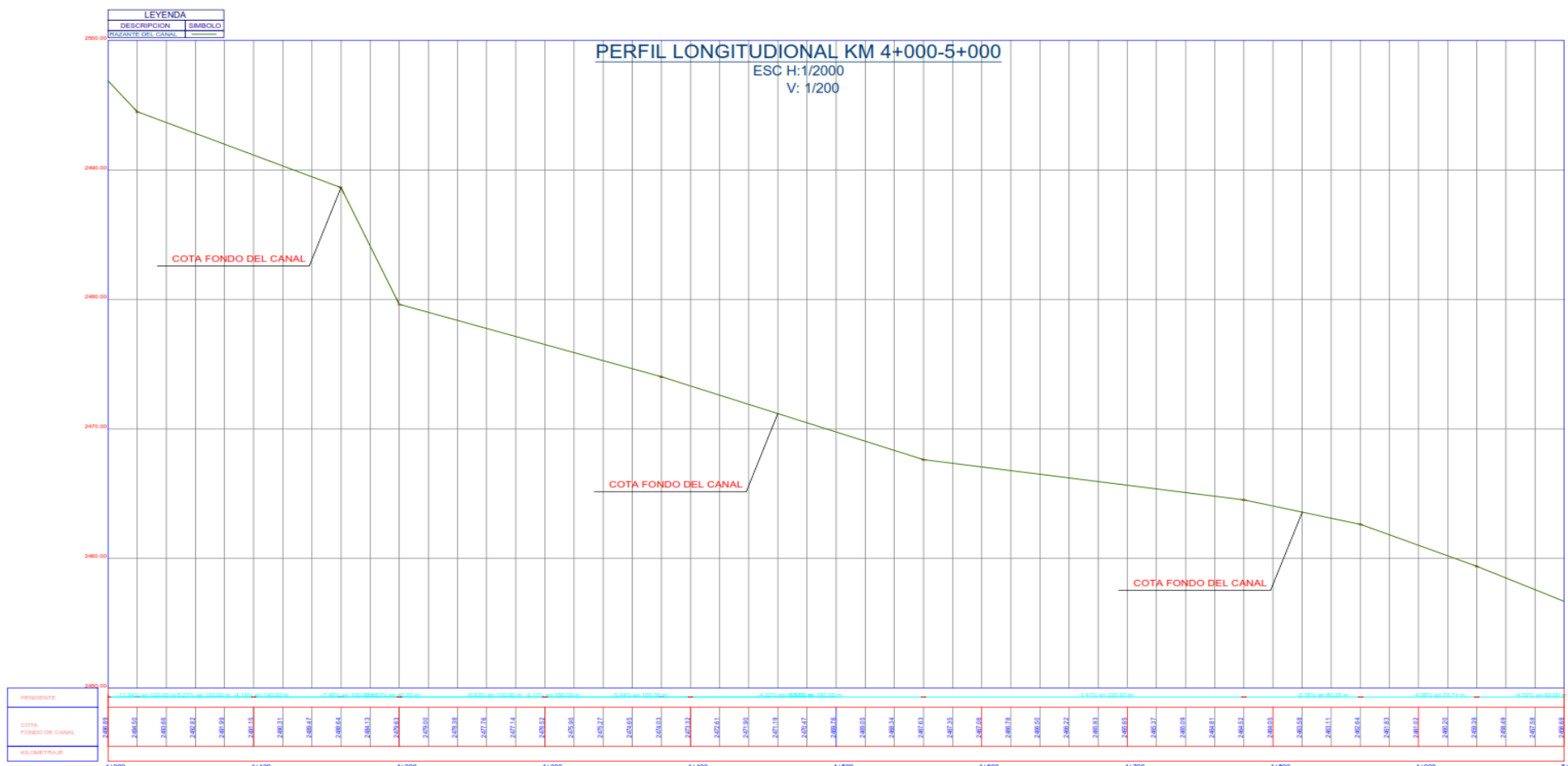


SECCION DE CANAL NATURAL



PERFIL LONGITUDINAL KM 4+000-5+000

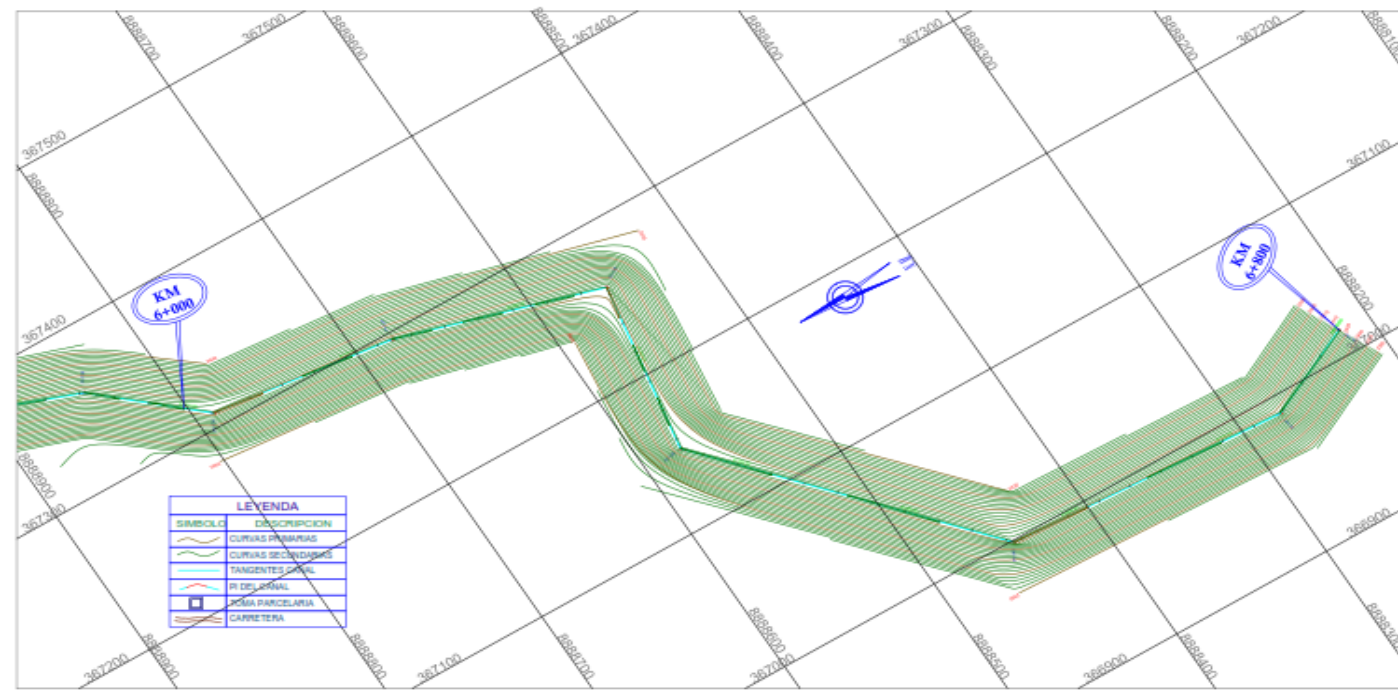
ESC H:1/2000
V: 1/2000



CUADRO DE COORDENADAS Y ELEMENTOS DE CURVAS

Nº	SECT	DELTA	RADIO	TANG	L.C.	R4	P1	P2	P3	NORTE	ESTE
100	1	90.000	0.000	0.000	0.000	0.000	4+021.847	4+021.847	4+021.847	8880110.200	3880000.000
101	1	120.000	0.000	0.000	0.000	0.000	4+027.252	4+027.252	4+027.252	8880132.272	3880047.000
102	1	30.000	0.000	0.000	0.000	0.000	4+034.460	4+034.460	4+034.460	8880134.200	3880010.000
103	1	45.000	0.000	0.000	0.000	0.000	4+035.520	4+035.520	4+035.520	8880134.152	3880000.707
104	1	90.000	0.000	0.000	0.000	0.000	4+040.263	4+040.263	4+040.263	8880098.504	3879999.700
105	1	30.000	0.000	0.000	0.000	0.000	4+047.884	4+047.884	4+047.884	8880098.202	3879999.124
106	1	30.000	0.000	0.000	0.000	0.000	4+047.884	4+047.884	4+047.884	8880111.200	3879999.000
107	1	30.000	0.000	0.000	0.000	0.000	4+047.884	4+047.884	4+047.884	8880111.200	3879999.000
108	1	30.000	0.000	0.000	0.000	0.000	4+047.884	4+047.884	4+047.884	8880111.200	3879999.000
109	1	30.000	0.000	0.000	0.000	0.000	4+047.884	4+047.884	4+047.884	8880111.200	3879999.000
110	1	30.000	0.000	0.000	0.000	0.000	4+047.884	4+047.884	4+047.884	8880111.200	3879999.000
111	1	30.000	0.000	0.000	0.000	0.000	4+047.884	4+047.884	4+047.884	8880111.200	3879999.000
112	1	30.000	0.000	0.000	0.000	0.000	4+047.884	4+047.884	4+047.884	8880111.200	3879999.000

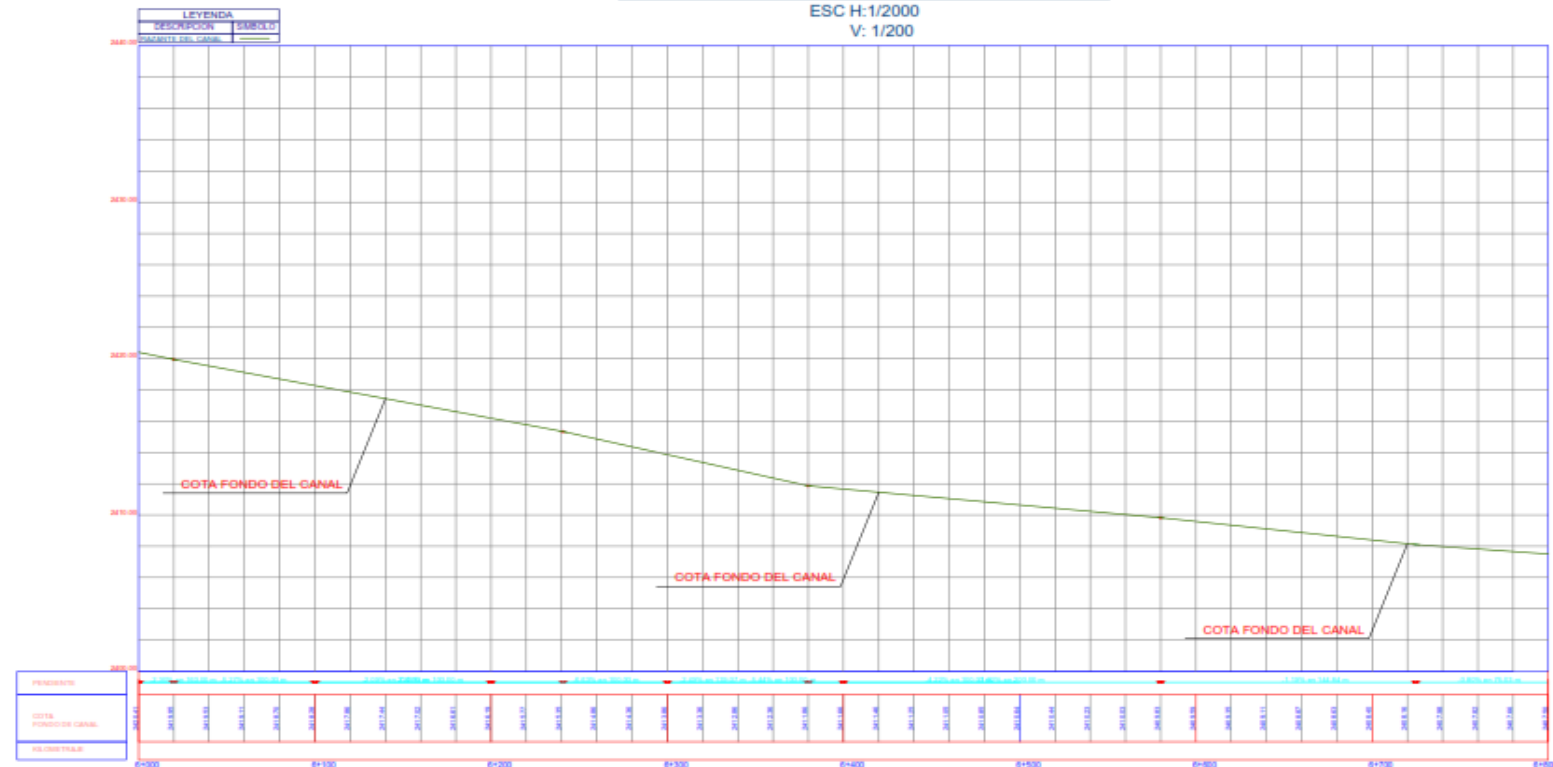
PLANO DE PLANTA Y PERFIL KM 6+000-7+000



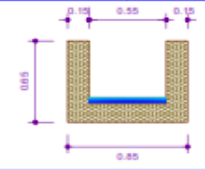
PLANTA KM 6+000-6+800
ESC 1/2000

PERFIL LONGITUDINAL KM 6+000-7+000

ESC H: 1/2000
V: 1/200

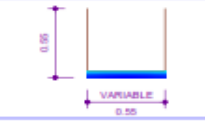


SECCION DE CANAL CONCRETO CICLOPEO



ESC 1 / 25

SECCION DE CANAL NATURAL



ESC 1 / 25

CUADRO DE COORDENADAS Y ELEMENTOS DE CURVAS

ST	EST	DELTA	RADIO	TANG.	C.C.	Ra	P.I.	P.C.	P.T.	NOVIG	ESTO
106	1	30°15'00"	0.000	0.000	0.000	0.000	6+017.000	6+017.000	6+017.000	666700.000	36700.100
107	2	3°15'00"	0.000	0.000	0.000	0.000	6+126.000	6+126.000	6+126.000	666700.000	36700.000
108	3	30°15'00"	0.000	0.000	0.000	0.000	6+200.000	6+200.000	6+200.000	666700.000	36700.000
109	4	30°15'00"	0.000	0.000	0.000	0.000	6+300.000	6+300.000	6+300.000	666700.000	36700.000
110	5	30°15'00"	0.000	0.000	0.000	0.000	6+400.000	6+400.000	6+400.000	666700.000	36700.000
111	6	30°15'00"	0.000	0.000	0.000	0.000	6+500.000	6+500.000	6+500.000	666700.000	36700.000
112	7	30°15'00"	0.000	0.000	0.000	0.000	6+600.000	6+600.000	6+600.000	666700.000	36700.000
113	8	30°15'00"	0.000	0.000	0.000	0.000	6+700.000	6+700.000	6+700.000	666700.000	36700.000



UNIVERSIDAD DE HUANUCO
FACULTAD DE INGENIERIA
E.A.P. INGENIERIA CIVIL



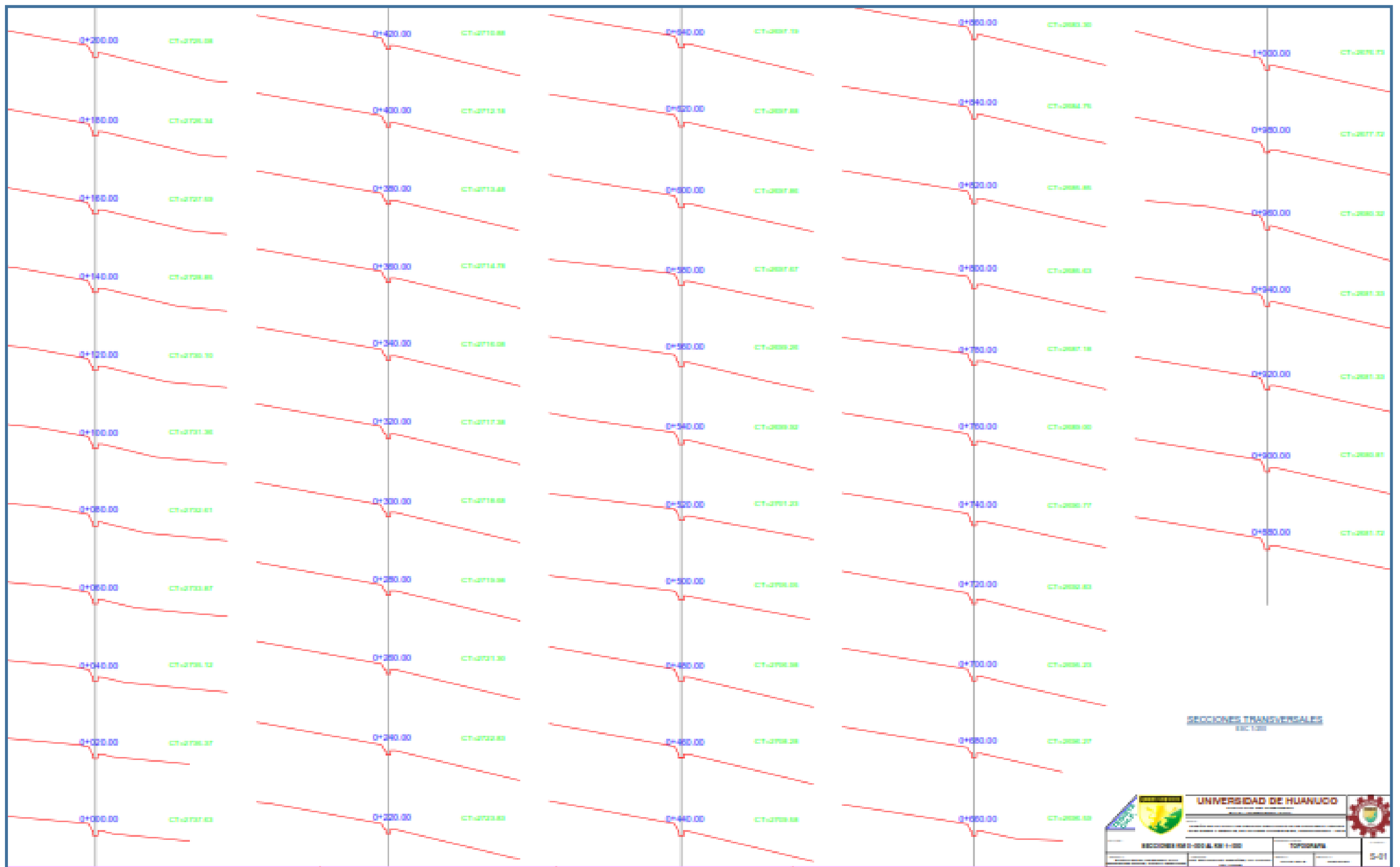
DISEÑO DE UN CANAL DE SECCION RECTANGULAR DE CONCRETO ARMADO PARA REGO Y ESPALDE, EN TALUDER VULNERABLES, CONCHAMARCA - 2018

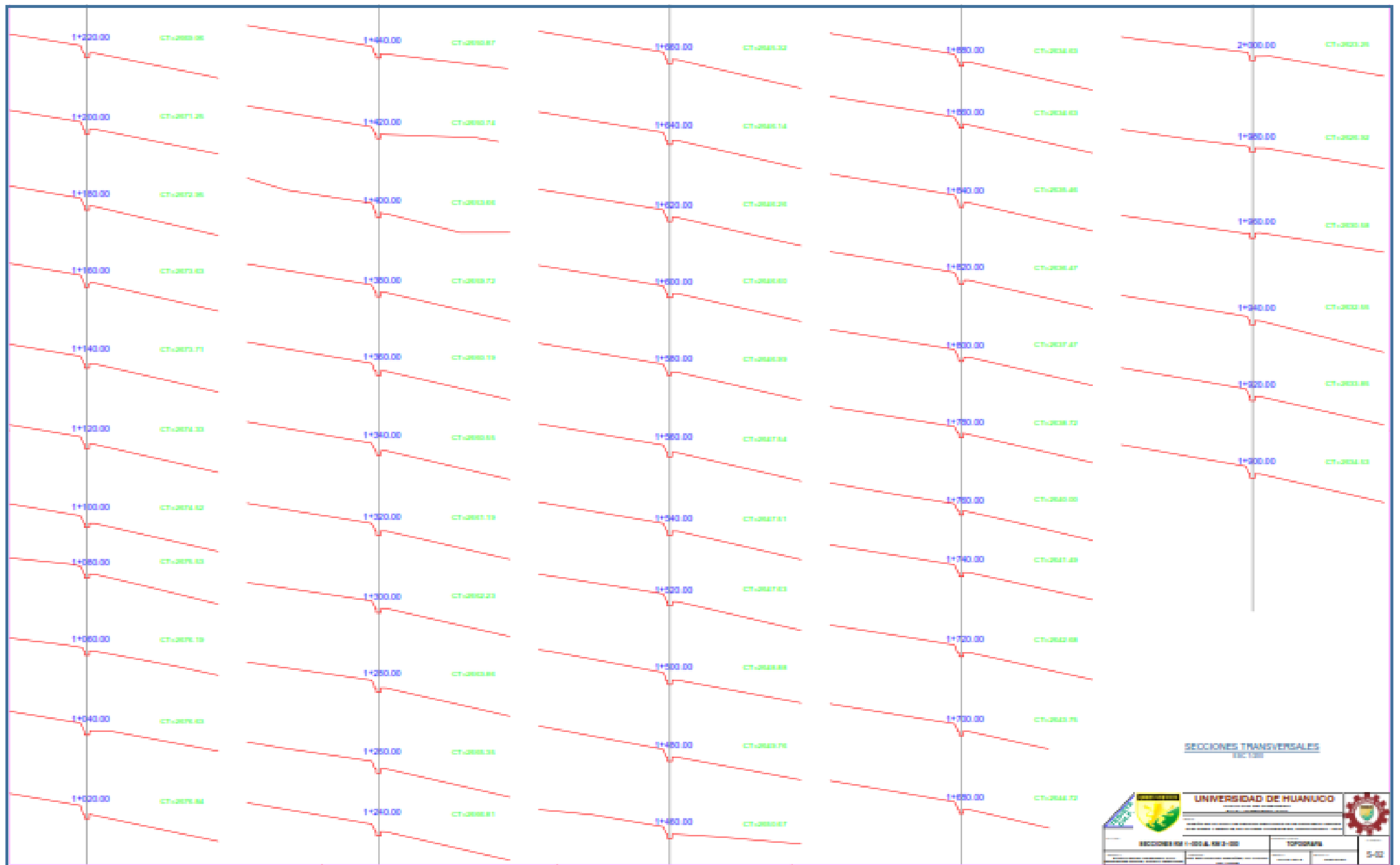
PLANO: PLANTA Y PERFIL KM 6+000 AL KM 6+500
TOPOGRAFIA
FECHA: JULIO 2018
INDICADA

PP-07

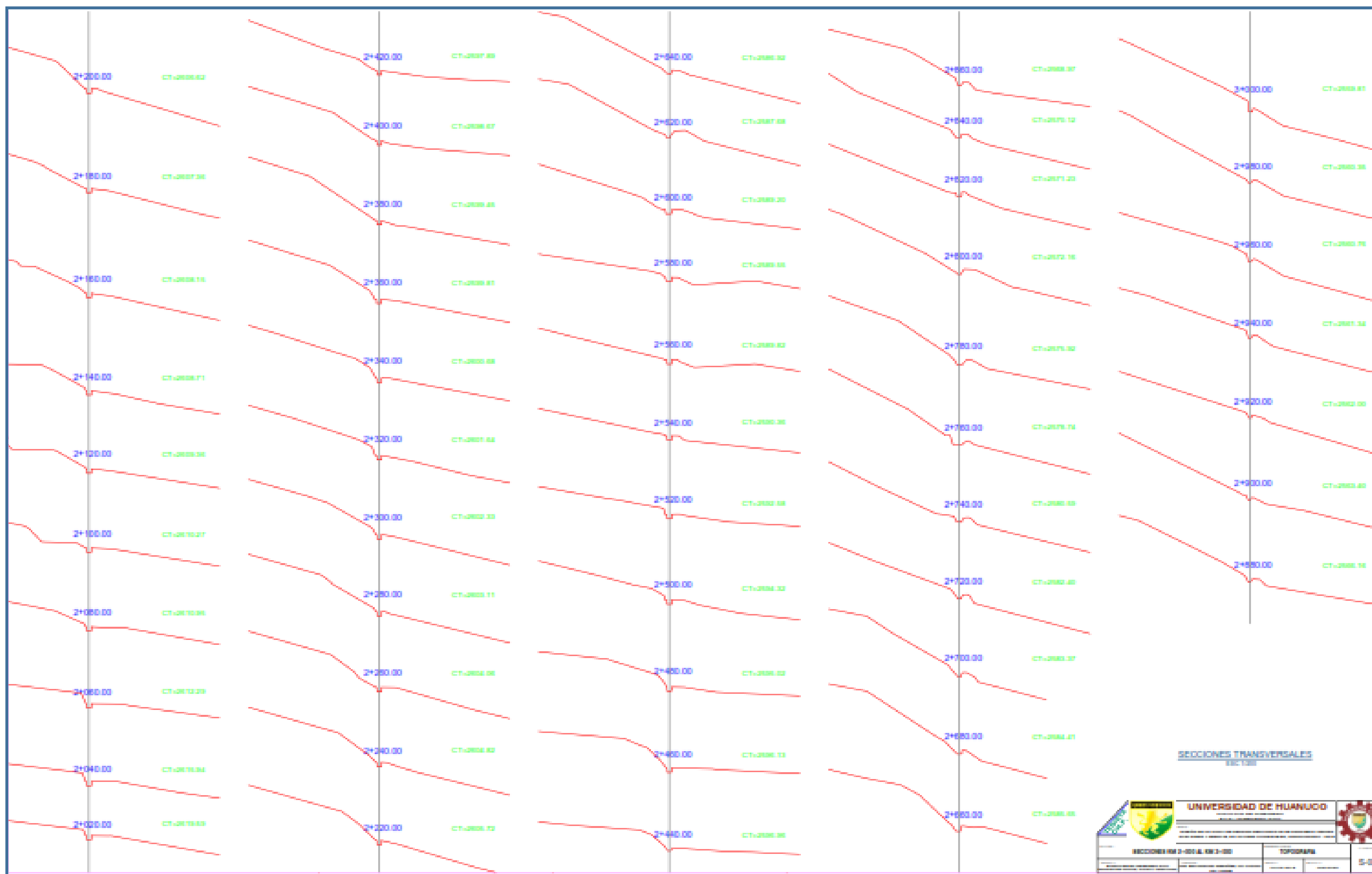
ANEXO 15

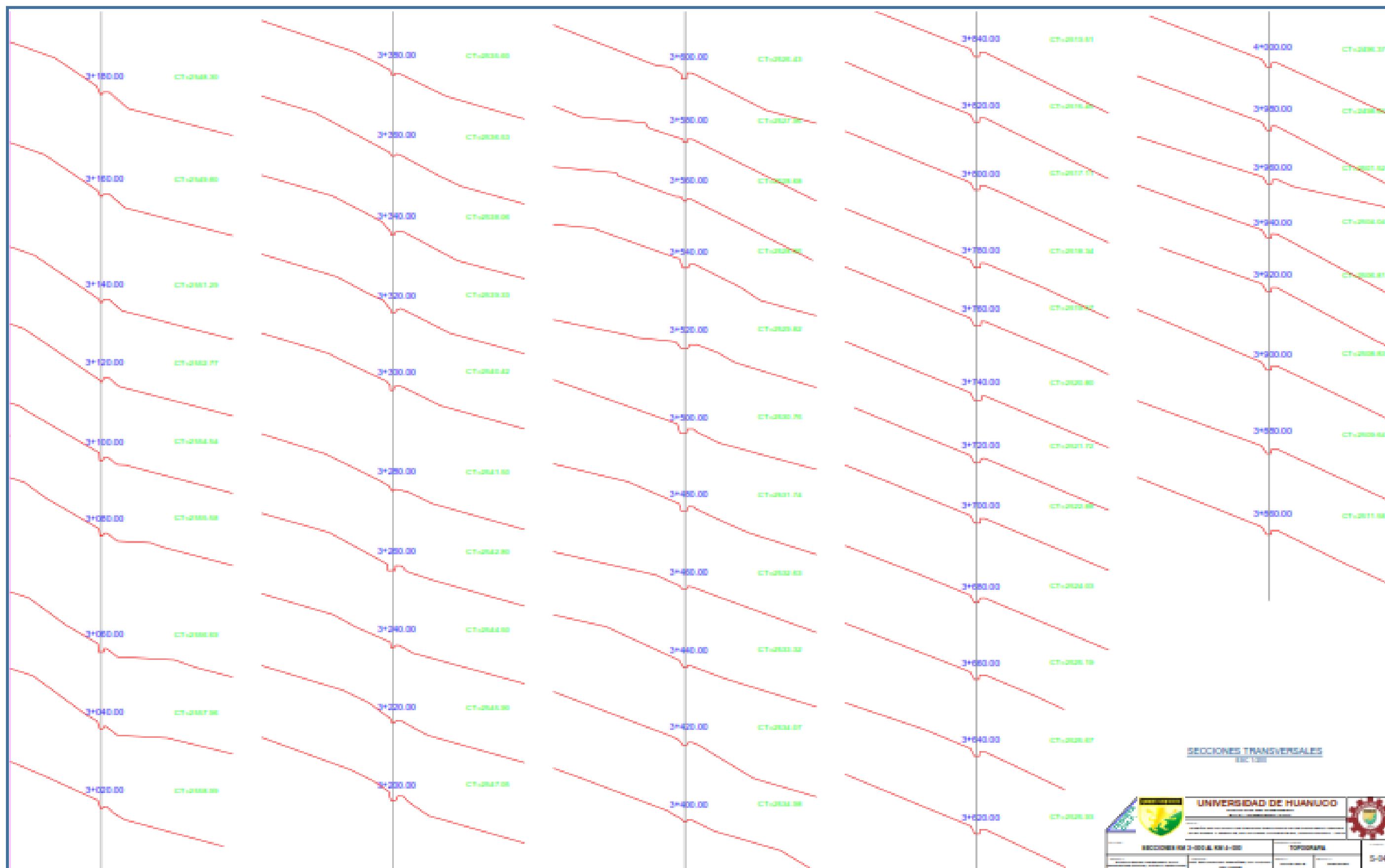
**PLANO. - SECCION TRANSVERSAL DEL CANAL
YURIN-CONCHAMARCA**



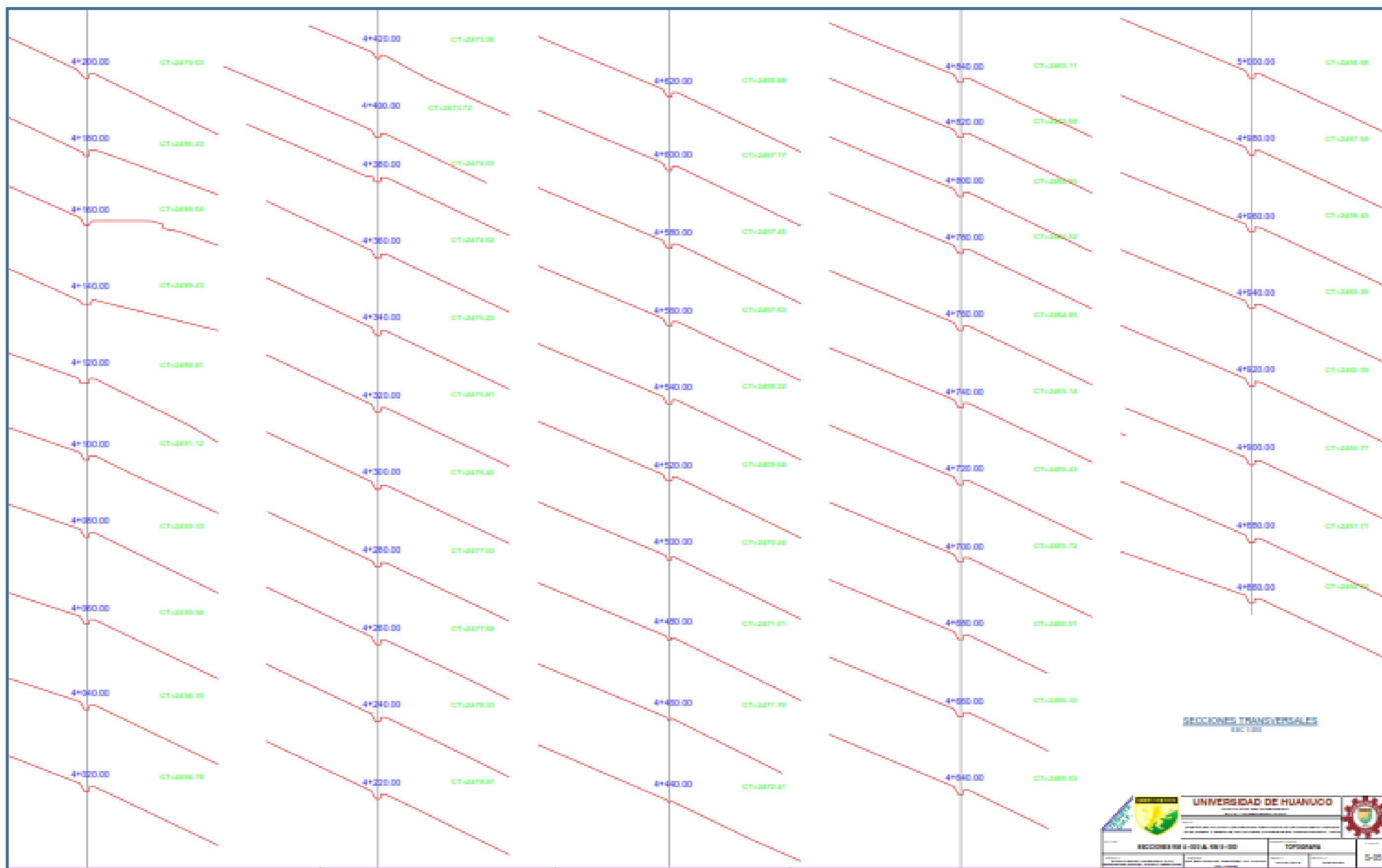


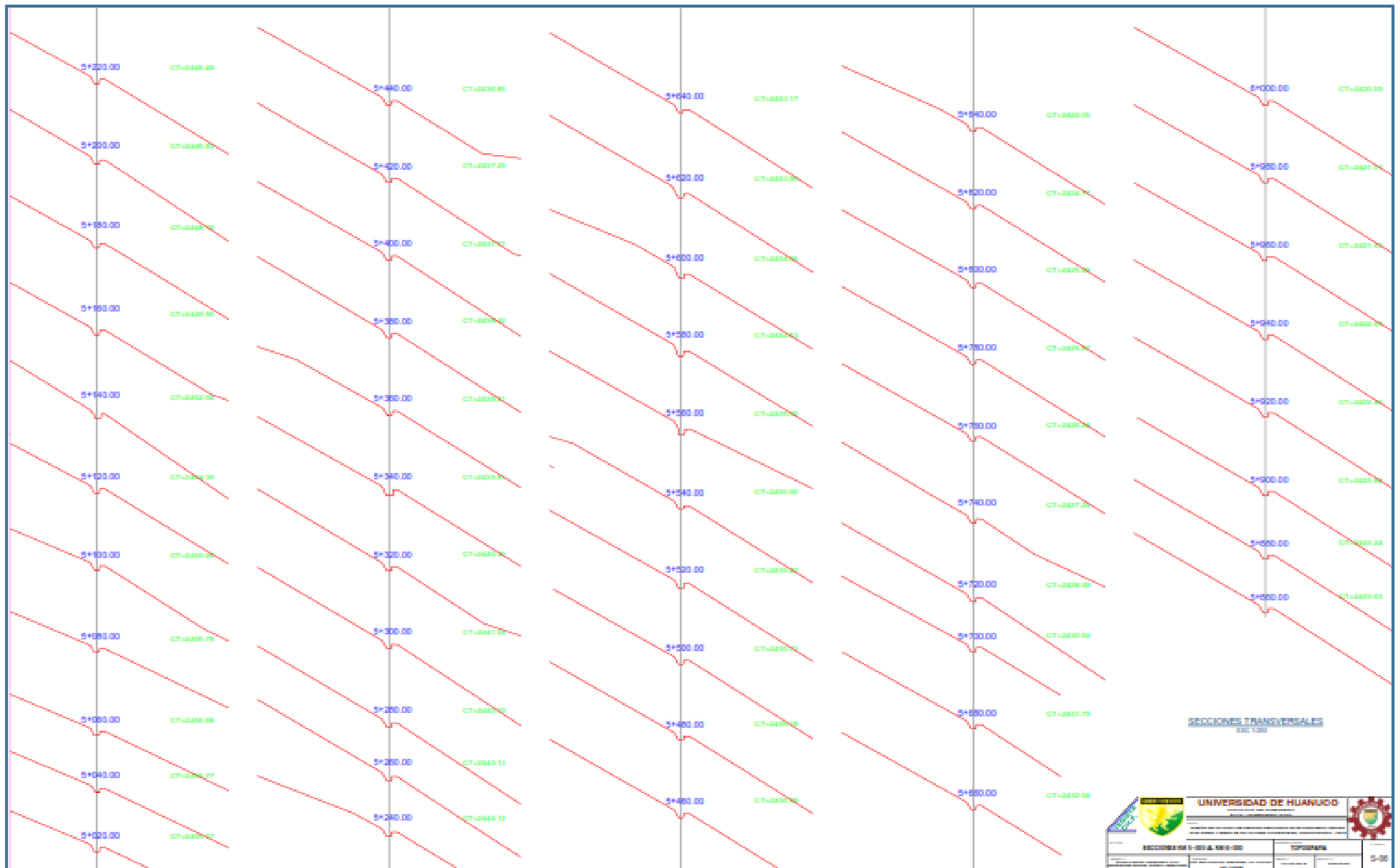
SECCIONES TRANSVERSALES
ENCUENRO

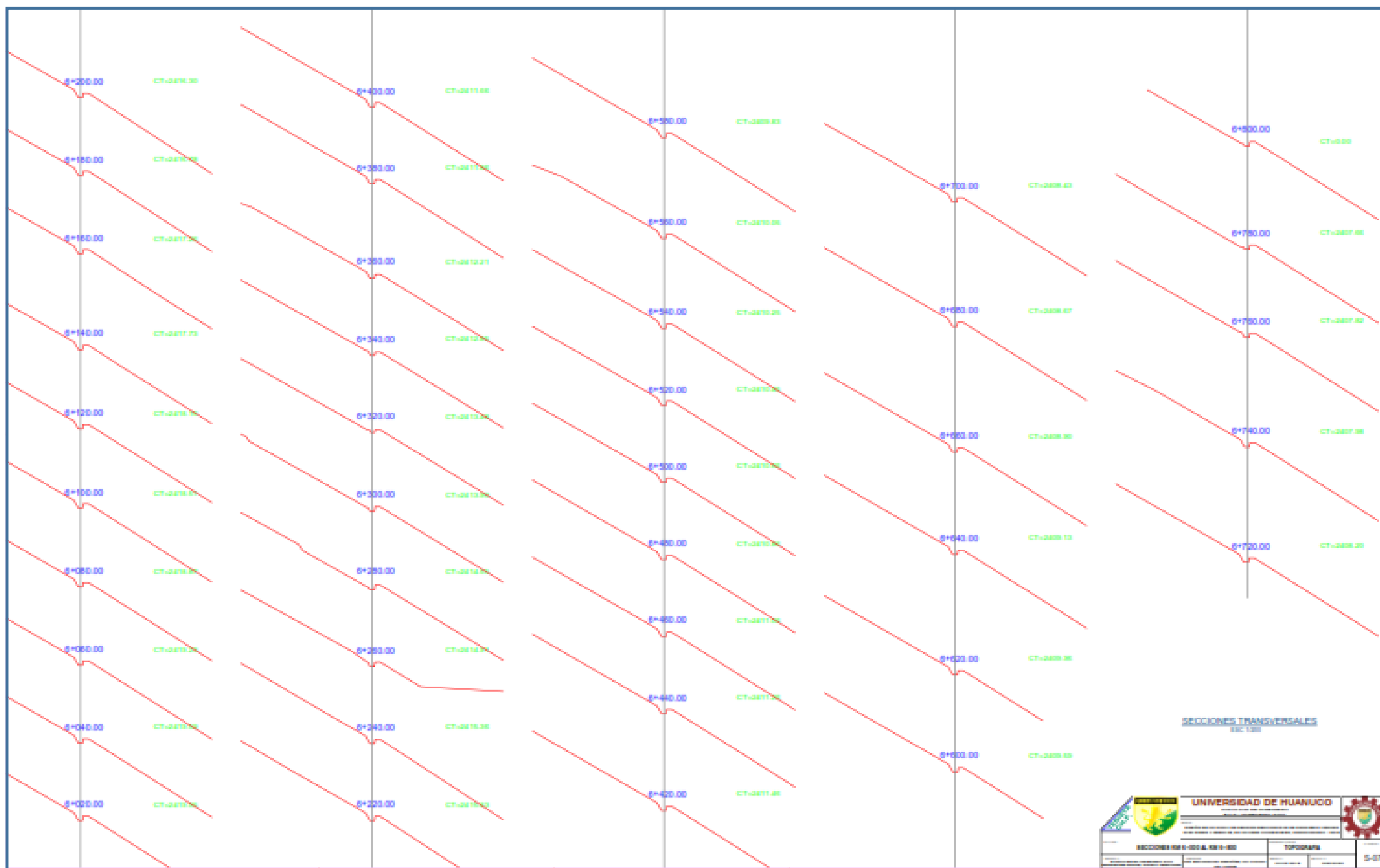




SECCIONES TRANSVERSALES
ENC 1001

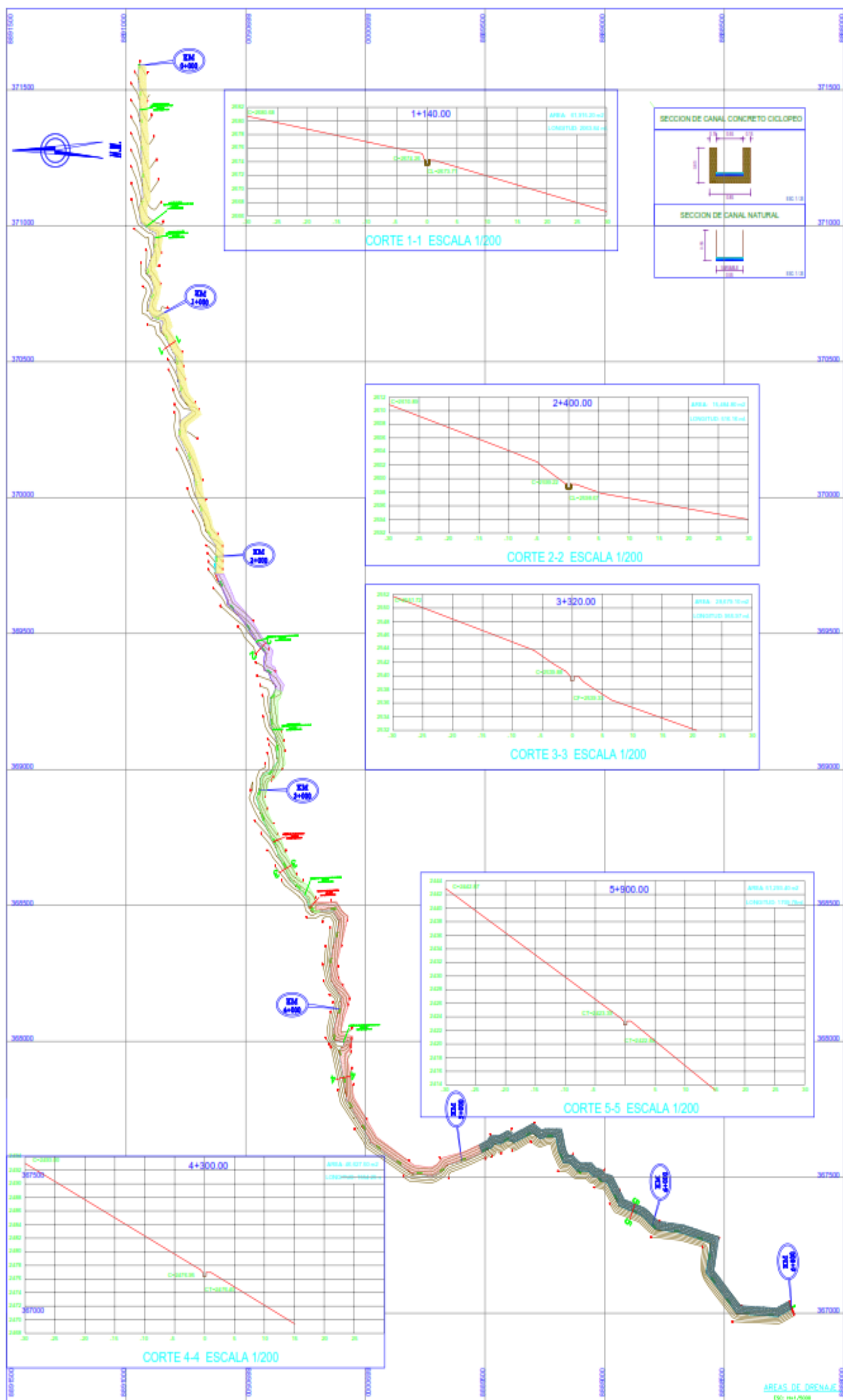






ANEXO 16

**PLANO. - ÁREAS DE DRENAJE DEL CANAL
YAURIN-CONCHAMARCA**



LONGITUDES DE CANAL	
—	CANAL DE CONCRETO REJUDO AL LADO
—	CANAL ARTESANAL (AL LADO AL LADO)

LEYENDA	
—	DESCRIPCION
—	CURVA PROYECTADA
—	CURVA RECUPERADA
—	CANAL ARTESANAL
—	CANAL DE CONCRETO
—	PI DEL CANAL
—	TOMA PARICULINA
—	CARPINTERIA



UNIVERSIDAD DE HUANUCO	
FACULTAD DE INGENIERIA	
S.A.P. INGENIERIA CIVIL	
DISEÑO DE UN CANAL DE SECCION RECTANGULAR DE CONCRETO ARMADO PARA REGAR Y DRENAJE EN TALUDS Y PLANURIA CONCOMITANTE. 2014	
PLANO	AREAS DE DRENAJE
FECHA	2014
PROFESOR	INGENIERIA HIDRAULICA
ESTUDIANTE	JOSE ALBERTO GARCIA
FECHA	JULIO 2014
FECHA	INDICADA

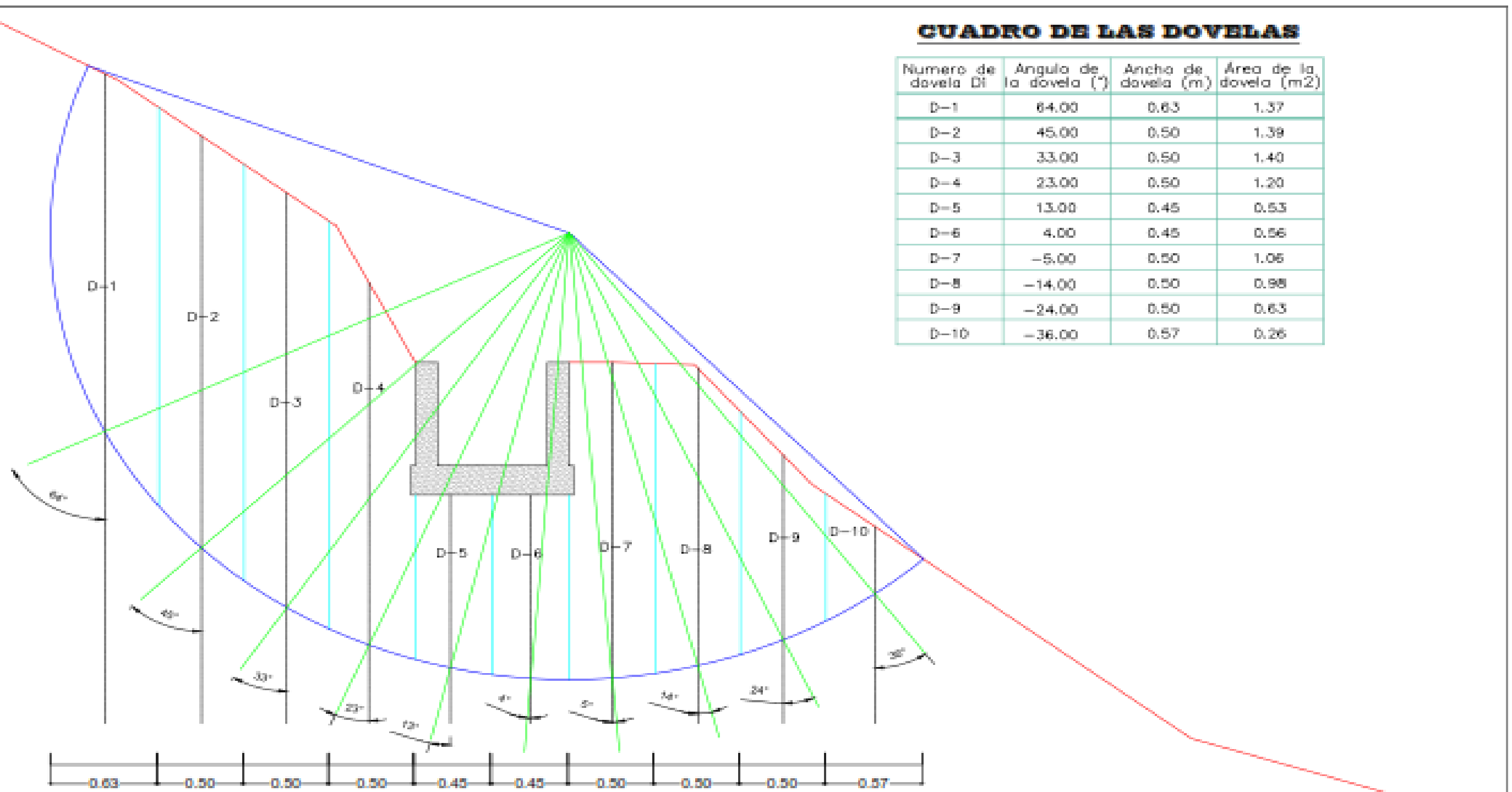


AD-01

ANEXO 17
PLANO. - DETALLE DE LAS DOVELAS



CUADRO DE LAS DOVELAS

Numero de dovela Di	Angulo de la dovela (°)	Ancho de dovela (m)	Área de la dovela (m ²)
D-1	64.00	0.63	1.37
D-2	45.00	0.50	1.39
D-3	33.00	0.50	1.40
D-4	23.00	0.50	1.20
D-5	13.00	0.45	0.53
D-6	4.00	0.45	0.56
D-7	-5.00	0.50	1.06
D-8	-14.00	0.50	0.98
D-9	-24.00	0.50	0.63
D-10	-36.00	0.57	0.26



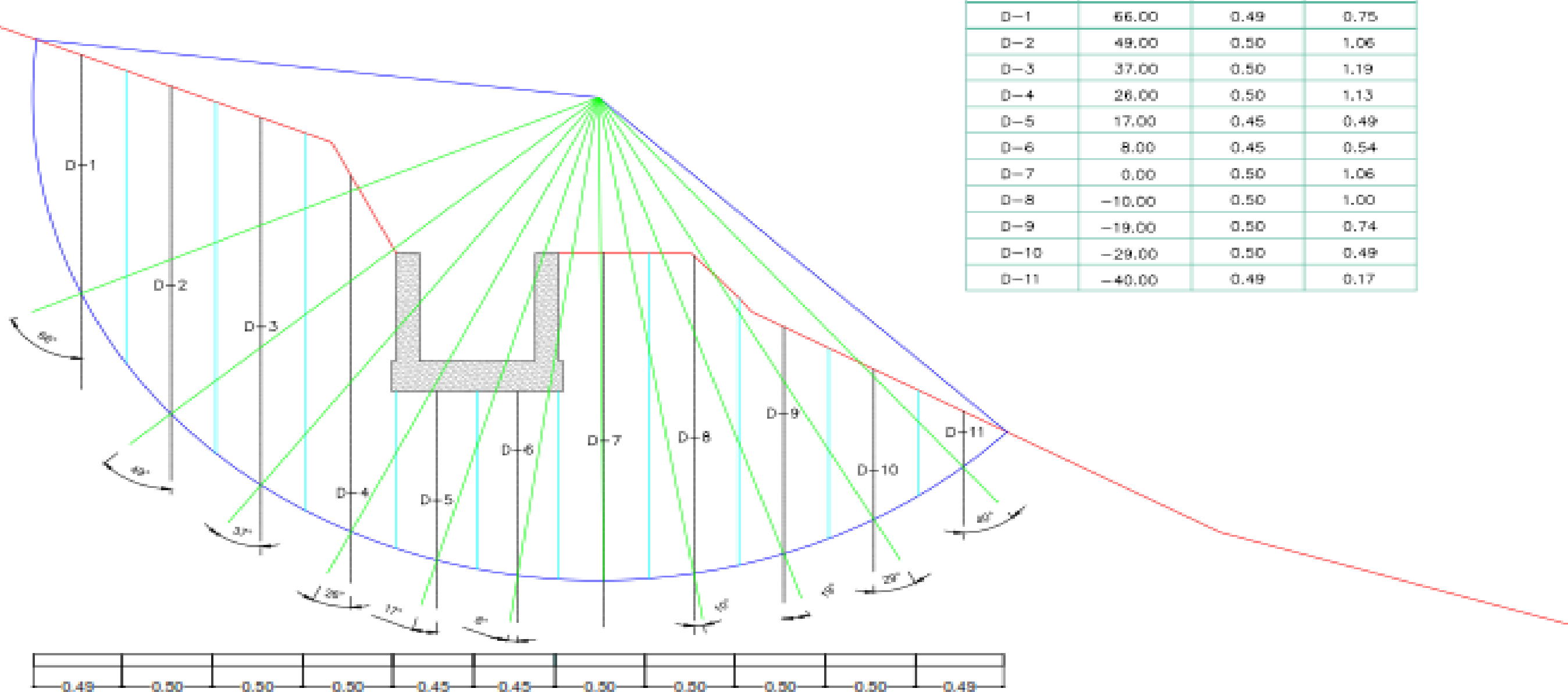
Detalle de las dovelas

DETALLE: 1/20

	UNIVERSIDAD DE HUANUCO FACULTAD DE INGENIERIA E.A.P.: INGENIERIA CIVIL		
	TEMA: DISEÑO DE UN CANAL DE SECCION RECTANGULAR DE CONCRETO ARMADO PARA RIEGO Y DRENAJE, EN TALUDES VULNERABLES, CONCHAMARCA - 2018		
PLANO:			
DETALLES DE LAS DOVELAS km 3+200			
TITULO: BACHILLER EN INGENIERIA CIVIL RODRIGUEZ PONCE, CHARLY FERNANDO	ASESOR: ING. ROMANOVICH ORDOÑEZ, LILI TATIANA CIP: 133238	FECHA: JULIO 2018	ESCALA: 1:25
			LAMINA: DD-01


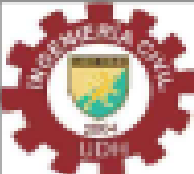
CUADRO DE LAS DOVELAS

Numero de dovela Di	Angulo de la dovela (°)	Ancho de dovela (m)	Área de la dovela (m ²)
D-1	66.00	0.49	0.75
D-2	49.00	0.50	1.06
D-3	37.00	0.50	1.19
D-4	26.00	0.50	1.13
D-5	17.00	0.45	0.49
D-6	8.00	0.45	0.54
D-7	0.00	0.50	1.06
D-8	-10.00	0.50	1.00
D-9	-19.00	0.50	0.74
D-10	-29.00	0.50	0.49
D-11	-40.00	0.49	0.17



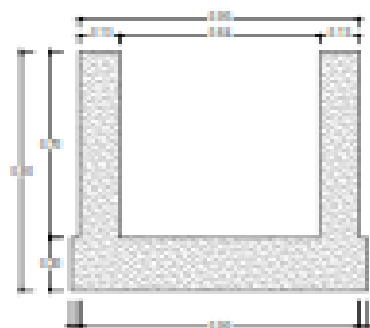
Detalle de las dovelas

DETALLE DE LAS DOVELAS

TESISTA CH.F.		UNIVERSIDAD DE HUANOUCO FACULTAD DE INGENIERIA E.A.P.: INGENIERIA CIVIL		
		TESIS: DISEÑO DE UN CANAL DE SECCION RECTANGULAR DE CONCRETO ARMADO PARA REGO Y DRENAL, EN TALUDES VULNERABLES, CONCHAMARCA - 2018		
PLANO:				
DETALLES DE LAS DOVELAS km 3+500				
TESISTA: BACHILLER EN INGENIERIA CIVIL RODRIGUEZ PONCE, CHARLY FERNANDO	ASesor: ING. BOYANOVICH ORDÓÑEZ, ULI TATIANA CIP: 133399	FECHA: JULIO 2018	ESCALA: 1:20	LAMINA: DD-02

ANEXO 18
PLANO. - ARQUITECTURA Y ESTRUCTURA

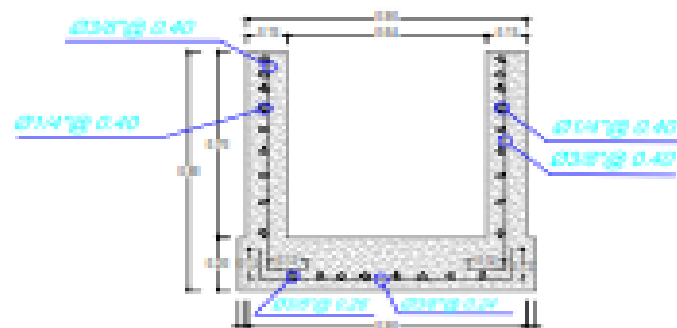
SECCIÓN TÍPICA DEL CANAL PARA
TALUDES MEDIANAMENTE VULNERABLE
TALUDES NO VULNERABLES



**DETALLE DE LA SECCIÓN
DEL CANAL**

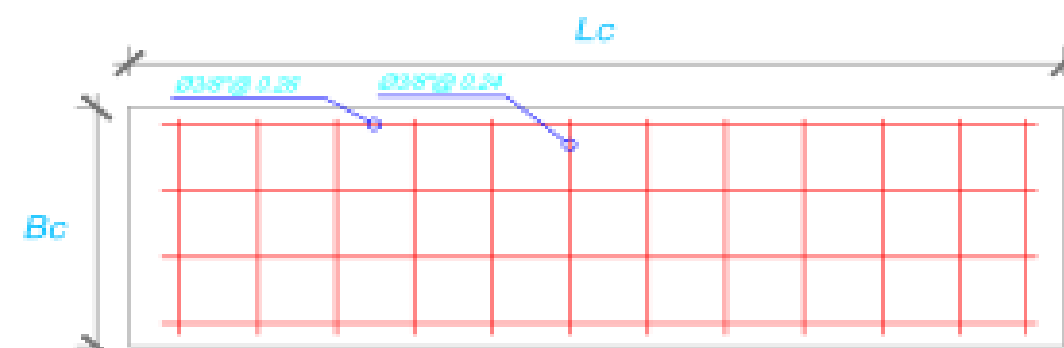
DETALLE 1/20

SECCIÓN TÍPICA DEL CANAL PARA
TALUD VULNERABLE



DETALLE DEL AGERO

DETALLE 1/20



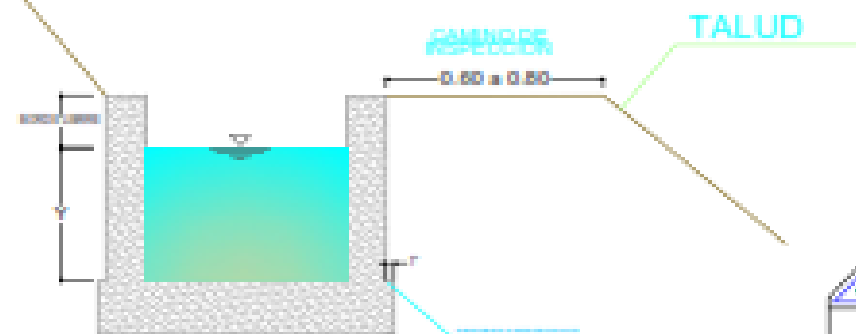
DIMENSIONES EN PLANTA				Nivel Desplante
Lz (m)	B (m)	2*1" (m)	Bc (m)	
3.00	0.90	0.05	0.95	-0.90

CANAL YAUJIN - CONCHAMARCA

CARACTERÍSTICAS HIDRAULICAS Y GEOMETRICAS (SECCION RECTANGULAR)

N° DRENAJE	Tramo (Km)	Longitud (m)	Qrigo (m3/s)	%Qdes (m3/s)	Qdiseño (m3/s)	n (-)	S (m/m)	b (m)	z	T (m)	B.L (m)	Area (m2)	T (m)	Perimetro (m)	Radio (m)	Velocidad (m/s)	NºProude	LONGITUD DE DRENAJE (m)	Nº Abitadores	
D-N°1	0.000.00	2.003.84	2003.84	0.1321	0.9128	1.048	0.0138	0.0118	0.64	0.00	0.6700	0.12	0.371	0.64	1.7984	0.2067	2.7718	1.1628	377.39	6
D-N°2	2.003.84	2.000.00	070.76	0.1321	0.8479	0.980	0.0138	0.0100	0.64	0.00	0.6817	0.12	0.372	0.64	1.8038	0.2064	2.6874	1.0831	298.28	3
D-N°3	2.000.00	3.036.97	966.97	0.1321	0.8672	0.999	0.0138	0.0108	0.64	0.00	0.6798	0.12	0.371	0.64	1.7997	0.2062	2.6290	1.1109	302.93	4
D-N°4	3.036.97	6.000.22	1684.26	0.1321	0.8006	0.933	0.0138	0.0090	0.64	0.00	0.6832	0.12	0.373	0.64	1.8064	0.2060	2.4867	1.0268	236.33	7
D-N°5	6.000.22	6.800.00	1700.78	0.1321	0.8013	1.003	0.0138	0.0120	0.64	0.00	0.6776	0.12	0.370	0.64	1.7949	0.2059	2.8294	1.1888	263.79	7

TALUD

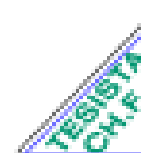


SECCION TÍPICA CANAL

DETALLE 1/20

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

- 1.- ACERO DE REFUERZO
 $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$
- 2.- CONCRETO ARMADO
 $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$
- 3.- RECUBRIMIENTOS MINIMOS
Losa del canal : 7.0 cm
Pantalla:
Contacto con agua: 4.0 cm
Contacto con suelo: 7.0 cm
- 4.- Cada pila del canal sera de 3.00m



UNIVERSIDAD DE HUANUCO
FACULTAD DE INGENIERIA
E.A.P.: INGENIERIA CIVIL

TÍTULO:
DISEÑO DE UN CANAL DE SECCION RECTANGULAR DE CONCRETO ARMADO
PARA RIEGO Y DRENAJE, EN TALUDES VULNERABLES, CONCHAMARCA - 2018

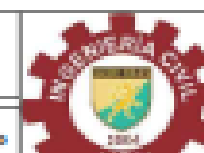
ARQUITECTURA-ESTRUCTURA

TEORISTA:
BACHILLER EN INGENIERIA CIVIL
RODRIGUEZ PONCE, CHAULY FERNANDO

ASESOR:
ING. BORANOVICH ORDOÑEZ, LILI TATIANA
CIP: 133399

FECHA:
JULIO 2018

ESCALA:
INDICADA



LEYENDA:

AE-01

ANEXO 19
AUTORIZACIÓN PARA REALIZAR ESTUDIOS
BÁSICOS POR LA J.US.H.A.H.

Junta de Usuarios del Sector Hidráulico Alto Huallaga

CREADA EL 12/04/1983, RECONOCIDA CON R.A. N° 024-83-DR-XIV-HCO/ATDR-AH, 15/04/1983
INSCRITA EN RR PP. DE HUANUCO EN EL TOMO N° 4, REGISTRO DE ASOCIACIONES, ORDEN LLXXXV DEL 15/02/1998

AUTORIZACION N° 007 -2016-JUDSH-AH/GT.


LA JUNTA DE USUARIOS DEL SECTOR HIDRAULICO ALTO HUALLAGA, QUE SUSCRIBE;

AUTORIZA:

Que, el Sr. Charly Fernando Rodríguez Ponce, identificado con DNI N° 71944966, va elaborar Los Estudios de Suelos, Topográficos, Hidráulico y otros, para el mejoramiento del Canal de Riego Yaurin Conchamarca, en su condición de Bachiller de Ingeniería Civil, trabajos que son por encargo de la Universidad de Huánuco-UDH.

En tal sentido, se otorga **AUTORIZACION**, al mencionado señor, con el fin que el Presidente de la Comisión de Usuarios Micro Cuenca Pishgacocha, Sr. Paulino Criollo León, y demás autoridades. Le brinde el apoyo requerido y otras que el caso amerita. Toda vez que ira en beneficio de los usuarios de agua y de toda la colectividad.

Santa María del Valle, 10 de julio de 2017.


JUNTA DE USUARIOS DEL SECTOR HIDRAULICO ALTO HUALLAGA
INC. ALEJANDRO VARGAS CHIVERA
GERENTE TECNICO
REG. CIP. N° 24324